

# **COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PONTE EM ARCO TRELIÇADO EM AÇO E TABULEIRO EM BETÃO ARMADO**

Análise de sensibilidade aos efeitos diferidos do  
betão

**JOEL PEDRO DA CONCEIÇÃO MALVEIRO**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor António Manuel Adão da Fonseca

---

Co-Orientador: Engenheiro Renato Oliveira Bastos

JUNHO DE 2009

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus pais

*O maior e único problema que nos deve preocupar é vivermos felizes!*

*Voltaire*



## **AGRADECIMENTOS**

Apesar do percurso académico que culmina com a concretização desta dissertação resultar de um grande esforço e motivação pessoal, pretendo expressar os mais sinceros agradecimentos a todas as pessoas que directa ou indirectamente contribuíram para o seu resultado final:

Ao Professor Doutor António Adão da Fonseca, orientador científico deste trabalho, desejo manifestar a minha sincera gratidão, pelo empenho e disponibilidade demonstrada, bem como pela constante partilha de conhecimento;

Ao Engenheiro Renato Bastos, co-orientador científico deste trabalho, agradeço pela informação disponibilizada inicialmente sobre o projecto em estudo nesta dissertação, pela disponibilidade para analisar diversos assuntos bem como pela enorme ajuda prestada ao longo deste trabalho;

Ao Professor José Miguel Castro, agradeço pelo esclarecimento de questões específicas de elementos finitos e análise de estruturas mistas;

A todos os colegas da FEUP que, pela presença constante, permitiram sempre uma troca de opiniões, com as quais foi possível melhorar e enriquecer o conteúdo presente neste trabalho. Neste aspecto, um especial agradecimento aos colegas Nuno Farias, João Semedo, Pedro Minga, Tiago Tarrataca e Pedro Silva. Agradeço ainda a todos pelo companheirismo e experiências partilhadas;

À minha família, especialmente aos meus pais, pela forma como me incentivaram e apoiaram na minha formação humana e técnica. Sem eles não teria sido possível alcançar esta meta e, por isso, dedico-lhes inteiramente este trabalho;

A todos os meus amigos, pela presença constante e grande incentivo emocional;

Finalmente, um agradecimento muito especial à Isa pela partilha dos bons e maus momentos e, acima de tudo, pelo apoio e amizade incondicionais.



## RESUMO

As estruturas em treliça mista ocupam actualmente uma posição de relevo como possível solução a adoptar na construção de pontes, dada a diversidade de variantes que podem assumir bem como pela facilidade de execução. Tais características associadas ainda a grandes vantagens estéticas, contribuem fortemente para a sua competitividade face a estruturas de betão pré-esforçado.

O presente trabalho tem como objectivo principal a análise ao comportamento global de uma ponte mista, composta por um arco metálico treliçado e um tabuleiro em betão armado, quando são considerados os efeitos diferidos do betão, nomeadamente a fluência e a retracção.

Inicialmente, para melhor compreender o comportamento das estruturas mistas, é efectuada uma breve revisão sobre o progresso da construção mista, seguida de uma descrição dos principais sistemas construtivos, identificando os aspectos mais importantes, formas e soluções que concretizem a evolução das pontes mistas. Efectua-se também uma descrição dos principais aspectos condicionantes no dimensionamento e verificação de estruturas mistas, nomeadamente, shear lag, efeito de fissuração no betão e análise elástica e plástica de secções.

Para uma correcta análise à influência de tais efeitos, procede-se a uma caracterização dos fenómenos de fluência e retracção, identificando os parâmetros que mais contribuem para a sua variabilidade e descrevendo os procedimentos regulamentares utilizados para os considerar.

Após uma descrição do projecto que serve de base ao desenvolvimento deste trabalho, esses procedimentos são utilizados para quantificação dos efeitos diferidos do betão, os quais são considerados a actuar na estrutura em simultâneo com as demais acções permanentes, devidamente quantificadas pelos regulamentos europeus. É estudada a variabilidade dos efeitos diferidos através da alteração de alguns parâmetros, nomeadamente, da humidade relativa ambiente e da idade de carregamento do betão.

Após a análise regulamentar da estrutura, são elaboradas propostas tanto a nível de projecto como construtivo, com o fim de minorar os efeitos diferidos do betão.

**PALAVRAS-CHAVE:** Ponte mista, treliça, efeitos diferidos, fluência, retracção.





## **ABSTRACT**

The structures in composite truss currently occupy a relevant position with a possible solution which can be adopted in the bridge construction, given the variations that can be used as well as the ease of implementation. Such associated characteristics, as well as having good aesthetic advantages, also contribute to its competitiveness due to the prestressed concrete structures.

This assignment's primary objective is the analysis of the global behaviour of a composite bridge composed of a truss metal arch and a deck in reinforced concrete, when considering the delayed effects of the concrete, namely creep and shrinkage.

In the first instance, in order to better understand the behaviour of mixed structures, I will make a brief précis concerning progress made in mixed construction, followed by a description of the main construction systems, identifying the most important aspects, forms and solutions that were a base in the evolution of mixed bridges. Moreover a description of the main conditionary aspects for dimensioning and verifying composite structures namely shear lag, the effects of cracking concrete and the elastic and plastic section analysis.

In order to correctly analyse the influence of those effects a characterization of the phenomena of creep and shrinkage will be undertaken identifying the parameters which most contribute for its variability and a description of the regulatory procedures used therein.

Following a project description, which will provide a basis for the development of this assignment, these procedures will be used to quantify the delayed effects on concrete, which are considered to act upon the structure simultaneously with other permanent, duly quantified under European regulations. The viability of delayed effects by means of the alteration of some parameters, namely of humidity relative to the atmosphere and the age of the weighted concrete.

Following the regulatory analysis of the structure proposals will be drawn up on both the project and construction aiming to minimise the concrete's delayed effects.

**KEY WORDS:** composite bridge, truss, delayed effects, creep, shrinkage.



## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	iii
ABSTRACT .....	v

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. GENERALIDADES E OBJECTIVOS .....	1
1.3. PLANO DA DISSERTAÇÃO .....	2

<b>2. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE ESTRUTURAS MISTAS .....</b>	<b>5</b>
2.1. INTRODUÇÃO .....	5
2.2. BREVE EVOLUÇÃO HISTÓRICA DA CONSTRUÇÃO MISTA .....	5
2.3. PROCESSOS CONSTRUTIVOS .....	11
2.3.1. MONTAGEM COM GRUA .....	11
2.3.2. CONSTRUÇÃO TRAMO A TRAMO .....	12
2.3.3. EXECUÇÃO POR AVANÇOS SUCESSIVOS .....	13
2.3.4. CONSTRUÇÃO POR DESLOCAMENTOS SUCESSIVOS .....	14
2.4. PARTICULARIDADES DAS ESTRUTURAS MISTAS .....	15
2.4.1. RESISTÊNCIA ESTRUTURAL .....	16
2.4.1.1. Interacção aço/betão .....	16
2.4.1.2. Conexão aço/betão .....	18
2.4.2. ASPECTOS PARTICULARES DE CÁLCULO .....	20
2.4.2.1. Efeito shear lag .....	20
2.4.2.2. Análise elástica de secções .....	21
2.4.2.3. Análise plástica de secções .....	22
2.4.2.4. Efeito da fissuração .....	22

<b>3. CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS DOS EFEITOS DIFERIDOS DO BETÃO</b>	23
<b>3.1. INTRODUÇÃO</b>	23
<b>3.2. FLUÊNCIA DO BETÃO</b>	25
3.2.1. CONCEITO	25
3.2.2. CARACTERIZAÇÃO DO FENÓMENO DE FLUÊNCIA	25
3.2.3. ANÁLISE REGULAMENTAR DA FLUÊNCIA DO BETÃO	27
3.2.4. ANÁLISE DA FLUÊNCIA DO BETÃO POR OUTRAS MODELAÇÕES	30
<b>3.3. RETRACÇÃO DO BETÃO</b>	35
3.3.1. CONCEITO	35
3.3.2. CARACTERIZAÇÃO DO FENÓMENO DE FLUÊNCIA	35
3.3.3. ANÁLISE REGULAMENTAR DA FLUÊNCIA DO BETÃO	36
<b>4. APRESENTAÇÃO DO PROJECTO</b>	39
<b>4.1. INTRODUÇÃO</b>	39
4.1.1. DESCRIÇÃO GERAL	39
4.1.2. CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS	40
4.1.3. SISTEMA CONSTRUTIVO	44
<b>4.2. MATERIAIS</b>	45
4.2.1. INTRODUÇÃO	45
4.2.2. BETÃO ARMADO	45
4.2.3. AÇO PARA ARMADURAS PASSIVAS	46
<b>4.3. MODELAÇÃO</b>	47
<b>4.4. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES</b>	49
4.4.1. INTRODUÇÃO	49
4.4.2. ACÇÕES PERMANENTES	49
4.4.2.1. Peso próprio da estrutura	49
4.4.2.2. Restantes cargas permanentes	49
4.4.3. ACÇÕES VARIÁVEIS	49
4.4.3.1. Acções de tráfego	49
4.4.3.2. Acções de travagem e aceleração	52
4.4.3.3. Acções nos guarda-rodas	52
4.4.3.4. Acções nas guardas metálicas	53

4.4.3.5. Acções nas guardas para peões.....	53
4.4.3.6. Acções em passeios .....	54
4.4.3.7. Acção do vento.....	54
4.4.3.8. Acção da temperatura.....	58
4.4.3.9. Grupos de cargas .....	60
4.4.4. EFEITOS DIFERIDOS DO BETÃO.....	49
4.4.4.1. EFEITO DA FLUÊNCIA.....	60
4.4.4.2. EFEITO DA RETRACÇÃO .....	64
<b>4.5.COMBINAÇÃO DE ACÇÕES .....</b>	<b>66</b>
4.5.1. INTRODUÇÃO .....	66
4.5.2. ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO.....	67

<b>5. ANÁLISE DA ESTRUTURA .....</b>	<b>69</b>
<b>5.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>69</b>
<b>5.2. RESULTADOS .....</b>	<b>70</b>
5.2.1. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL ÀS ACÇÕES VARIÁVEIS .....	70
5.2.1.1. Esforços nas barras metálicas .....	70
5.2.1.2. Tensões na laje de betão .....	70
5.2.1.3. Deslocamentos verticais .....	71
5.2.2. COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA ÀS ACÇÕES PERMANENTES .....	72
5.2.2.1. Esforços nas barras metálicas .....	72
5.2.2.2. Tensões na laje de betão .....	73
5.2.2.3. Deslocamentos verticais .....	75
5.2.3. COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA À ACÇÃO DA RETRACÇÃO .....	76
5.2.3.1. Esforços nas barras metálicas .....	77
5.2.3.2. Tensões na laje de betão .....	77
5.2.3.3. Deslocamentos verticais .....	78
5.2.4. COMPORTAMENTO GLOBAL DA ESTRUTURA .....	79
<b>5.3. ANÁLISE DA ESTRUTURA.....</b>	<b>83</b>
5.3.1. ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO.....	82
5.3.2.1. Verificação das tensões aplicadas.....	83
5.3.2.2. Verificação dos deslocamentos verticais .....	83
<b>5.4. RECOMENDAÇÕES PARA AS FASES DE PROJECTO E DE OBRA .....</b>	<b>83</b>

**6. CONCLUSÕES..... 85**

**6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS..... 85**

**6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS ..... 86**

**BIBLIOGRAFIA..... 87**

**ANEXOS**

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1. – Ponte em arco com vigas em I de Josef Melan .....	6
Fig.2.2. – Secção transversal da ponte sobre o vale de Steinbach.....	7
Fig.2.3. – Alçado da ponte de Tordera.....	8
Fig.2.4. – Lançamento da ponte de Tordera .....	8
Fig.2.5. – Secção transversal da ponte de Wuppertal .....	9
Fig.2.6. – Ponte rodoferroviária sobre o rio Paraná .....	10
Fig.2.7. – Ponte rodoviária de Nesenbachtal na Alemanha.....	10
Fig.2.8. – Elevação da estrutura metálica da Ponte da Penacova .....	12
Fig.2.9. – Aplicação das lajes pré-fabricadas na Ponte da Penacova.....	12
Fig.2.10. – Ponte Dang San na Coreia .....	13
Fig.2.11. – Estrutura metálica da ponte mista sobre o rio Orinoco.....	14
Fig.2.12. – Detalhe da elevação de uma aduela de 24m .....	14
Fig.2.13. – Vista geral da ponte sobre o rio Orinoco no Brasil .....	15
Fig.2.14. – Viga mista com interacção nula e com interacção total.....	16
Fig.2.15. – Superfícies de escorregamento em vigas mistas .....	17
Fig.2.16. – Exemplo de um conector circular de cabeça .....	17
Fig.2.17. – Exemplo de uma curva carga-deslizamento de um conector circular de cabeça.....	17
Fig.2.18. – Diagrama de extensões numa viga mista em conexão parcial.....	19
Fig.2.19. – Diagrama de tensões axiais não uniformes.....	20
Fig.2.20. – Larguras efectivas segundo o EC4.....	21
Fig.3.1. – Evolução das extensões no betão sujeito a tensão constante no tempo .....	24
Fig.3.2. – Curva de fluência .....	26
Fig.3.3. – Associação em série de um modelo de Hooke com $\eta$ modelos de Kelvin .....	33
Fig.3.4. – Representação das funções $(1-e^{-\alpha(t-t_0)})$ para os valores de $\alpha_j$ considerados.....	33
Fig.4.1. – Localização da obra .....	39
Fig.4.2. – Desenho em planta da localização da ponte .....	40
Fig.4.3. – Alçado longitudinal inicial da ponte .....	40
Fig.4.4. – Alçado longitudinal da solução alternativa .....	41
Fig.4.5. – Corte transversal a meio vão .....	41
Fig.4.6. – Corte transversal nos apoios .....	41
Fig.4.7. – Pormenor de ligação de duas lajes consecutivas.....	42

Fig.4.8. – Pormenor da chapa de ancoragem da corda inferior.....	43
Fig.4.9. – Alçado lateral da chapa de ancoragem da corda inferior.....	43
Fig.4.10. – Exemplo de montagem de parte da estrutura metálica .....	44
Fig.4.11. – Montagem final da estrutura metálica com união dos seus elementos .....	44
Fig.4.12. – Alçado da estrutura final.....	45
Fig.4.13. – Configuração da estrutura metálica em SAP2000.....	47
Fig.4.14. – Modelação final da estrutura em SAP2000.....	48
Fig.4.15. – Visualização 3D da estrutura em SAP2000 .....	48
Fig.4.16. – Visualização em planta da estrutura em SAP2000.....	49
Fig.4.17. – Exemplo de aplicação do modelo de carga LM1 .....	51
Fig.4.18. – Exemplo de aplicação da acção no guarda-rodas.....	52
Fig.4.19. – Pormenor da guarda metálica .....	53
Fig.4.20. – Exemplo de aplicação da carga distribuída em passeios .....	54
Fig.4.21. – Direcções de actuação do vento em pontes .....	55
Fig.4.22. – Coeficiente de força na direcção x, $C_{fx,0}$ .....	56
Fig.4.23. – Profundidade a usar para $A_{ref,x}$ .....	56
Fig.4.24. – Ábaco para obtenção do factor de exposição .....	57
Fig.4.25. – Ábaco para obtenção dos valores de temperatura a aplicar na estrutura .....	58
Fig.4.26. –Gráfico com variação do coeficiente de fluência com a idade de carregamento (C30/37)..	63
Fig.4.27. –Gráfico com variação do coeficiente de fluência com a idade de carregamento (C35/45)..	64
Fig.5.1. – Deslocamentos na laje de betão (somente acções variáveis) .....	71
Fig.5.2. – Evolução dos esforços pela variação do coeficiente de fluência (somente acções permanentes).....	72
Fig.5.3. – Evolução dos esforços pela variação da humidade relativa (somente acções permanentes).....	73
Fig.5.4. – Evolução das tensões pela variação do coeficiente de fluência (somente acções permanentes).....	74
Fig.5.5. – Evolução das tensões pela variação da humidade relativa (somente acções permanentes).....	74
Fig.5.6. – Deslocamentos verticais de acordo com o coeficiente de fluência (somente acções permanentes).....	75
Fig.5.7. – Deslocamentos verticais de acordo com a humidade relativa (somente acções permanentes).....	75
Fig.5.8. – Deslocamentos na laje de betão ao longo do vão da ponte (somente acções permanentes).....	76



Fig.5.9. – Evolução dos esforços em função do módulo de elasticidade efectivo (somente retracção) .....	77
Fig.5.10. – Evolução das tensões em função do módulo de elasticidade efectivo (somente retracção) .....	78
Fig.5.11. – Deslocamentos verticais em função do módulo de elasticidade efectivo (somente retracção) .....	78
Fig.5.12. – Deslocamentos na laje de betão ao longo do vão da ponte (somente retracção) .....	79
Fig.5.13. – Esforços na ligação da corda inferior em função da humidade relativa (globalidade das acções) .....	80
Fig.5.14. – Tensões a $\frac{1}{2}$ vão da laje em função da humidade relativa (globalidade das acções) .....	81
Fig.5.15. – Deslocamentos a $\frac{1}{2}$ vão da laje em função da humidade relativa (globalidade das acções) .....	81
Fig.5.16. – Deslocamentos na laje de betão ao longo do vão da ponte (globalidade das acções) .....	82



## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1. – Coeficiente $\alpha$ em função da classe de cimento .....	30
Quadro 3.2. – Coeficientes $\alpha_{ds1}$ e $\alpha_{ds2}$ em função da classe de cimento .....	37
Quadro 3.3. – Valores de $k_h$ .....	37
Quadro 4.1. – Classes de resistência do betão e respectivas propriedades .....	46
Quadro 4.2. – Classes de armaduras ordinárias .....	46
Quadro 4.3. – Número e largura das vias fictícias .....	50
Quadro 4.4. – Valores característicos do LM1 .....	51
Quadro 4.5. – Profundidade a usar para $A_{ref,x}$ .....	56
Quadro 4.6. – Variação diferencial linear de temperatura .....	59
Quadro 4.7. – Grupos de cargas de tráfego .....	60
Quadro 4.8. – Coeficiente de fluência e módulo de elasticidade efectivo (caso 1) .....	61
Quadro 4.9. – Coeficiente de fluência e módulo de elasticidade efectivo (caso 2) .....	62
Quadro 4.10. – Coeficiente de fluência e módulo de elasticidade efectivo (caso 3) .....	62
Quadro 4.11. – Coeficiente de fluência e módulo de elasticidade efectivo (caso 4) .....	62
Quadro 4.12. – Coeficiente de fluência e módulo de elasticidade efectivo (caso 5) .....	62
Quadro 4.13. – Coeficiente de fluência e módulo de elasticidade efectivo (caso 6) .....	62
Quadro 4.14. – Coeficiente de fluência e módulo de elasticidade efectivo (caso 7) .....	63
Quadro 4.15. – Coeficiente de fluência e módulo de elasticidade efectivo (caso 8) .....	63
Quadro 4.16. – Coeficiente de fluência e módulo de elasticidade efectivo (caso 9) .....	63
Quadro 4.17. – Valores parciais e total da retracção (caso 1) .....	64
Quadro 4.18. – Valores parciais e total da retracção (caso 2) .....	65
Quadro 4.19. – Valores parciais e total da retracção (caso 3) .....	65
Quadro 4.20. – Variações uniformes de temperatura simulando a retracção .....	65
Quadro 4.21. – Módulos de elasticidade efectivos para a actuação da retracção .....	66
Quadro 5.1. – Esforços máximos nas barras da estrutura metálica (somente acções variáveis) .....	70
Quadro 5.2. – Tensões máximas na laje de betão a $\frac{1}{2}$ vão (somente acções variáveis) .....	70
Quadro 5.3. – Tensões máximas na laje de betão sobre o nó da treliça (somente acções variáveis) .....	71
Quadro 5.4. – Deslocamentos máximos verticais (somente acções variáveis) .....	71
Quadro 5.5. – Esforços máximos na barra de ligação da corda inferior ao apoio (globalidade das acções) .....	80
Quadro 5.6. – Tensões máximas na laje de betão a $\frac{1}{2}$ vão (globalidade das acções) .....	80
Quadro 5.7. – Deslocamentos máximos verticais (globalidade das acções) .....	81



## SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

$A$	Acção de acidente
$A_c$	Área de secção transversal do elemento de betão
$A_{ref}$	Área de referência de aplicação do vento
$A_s$	Área de secção de uma armadura para betão armado
$C$	Factor de carga do vento
CHS	Secção oca circular
$E_d$	Esforço de cálculo
$E_a$	Módulo de elasticidade do aço estrutural
$E_c$	Módulo de elasticidade tangente na origem
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidade efectivo do betão
$E_{cm}$	Módulo de elasticidade secante do betão
$EI$	Rigidez à flexão
ELS	Estado imite de utilização
ELU	Estado limite último
$G_k$	Valor característico de uma acção permanente
$I$	Momento de inércia de uma secção de betão
$J$	Função de fluência
$L$	Comprimento do vão livre
LM1	Modelo de cargas rodoviárias 1
LN1	Via fictícia 1
$N$	Esforço Normal
$M$	Momento flector
$M_{pl,Rd}$	Momento plástico resistente de cálculo
$P_{rd}$	Resistência ao corte de um conector
$Q_k$	Valor característico de uma acção variável
$Q_{TS}$	Acção rodoviária concentrada (Tandem System)
$Q_{lk}$	Acção rodoviária de travagem ou aceleração
$Q_{fvk}$	Acção concentrada em passeios
RH	Humidade relativa ambiente
$T$	Momento Torsor
$V$	Esforço Transverso

$\Delta T$	Variação uniforme de temperatura
$b_{eff}$	Largura efectiva da laje de betão para estruturas mistas
$d_{tot}$	Altura total de um tabuleiro misto
$f_c$	Tensão de rotura do betão à compressão
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ck}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{cm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ct,eff}$	Valor efectivo da tensão de rotura do betão efectivo à tracção simples
$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples
$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado
$f_{yk}$	Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado
$f_u$	Valor da resistência última à tracção do aço de um conector
$h$	Altura total de uma secção
$h_0$	Espessura equivalente de um elemento
$h_{sc}$	Altura de um conector
$n_L$	Coefficiente de homogeneização diferido para o betão
$n_0$	Coefficiente de homogeneização instantâneo para o betão
$q_{fk}$	Valor característico da acção distribuída em passeios
$q_{UDL}$	Valor característico da acção distribuída na via fictícia
$t$	Tempo considerado
$t_0$	Idade do betão no momento do carregamento
$t_T$	Idade corrigida do betão
$u$	Perímetro do elemento em contacto com o ambiente
$w$	Largura efectiva da faixa de circulação rodoviária
$w_l$	Largura das vias fictícias de circulação rodoviária
$v_b$	Velocidade básica do vento
$v_{b,0}$	Velocidade de referência do vento
$\alpha$	Coefficiente de dilatação térmica do betão
$\gamma_v$	Coefficiente parcial de segurança
$\varepsilon_c$	Extensão do betão à compressão
$\varepsilon_{cc}$	Extensão de fluência do betão

$\varepsilon_{ci}$	Extensão instantânea do betão devido à carga aplicada
$\varepsilon_T$	Extensão devida a variações de temperatura
$\varepsilon_m$	Extensão mecânica
$\varepsilon_{ca}$	Extensão de retracção autogénea do betão
$\varepsilon_{cd}$	Extensão de retracção de secagem do betão
$\varepsilon_{cs}$	Extensão total de retracção do betão
$\rho$	Densidade do ar
$\sigma_c$	Tensão de compressão aplicada no betão
$\sigma_s$	Máxima tensão a actuar nas estruturas imediatamente após a fendilhação
$\phi$	Diâmetro de uma varão de aço
$\phi(t, t_0)$	Coefficiente de fluência do betão entre as idades $t$ e $t_0$
$\phi(\infty, t_0)$	Valor final do coeficiente de fluência
$\phi_k$	Coefficiente teórica da fluência não linear
$\Psi$	Coefficientes definindo valores representativos das acções variáveis
	$\Psi_0$ para os valores de combinação
	$\Psi_1$ para os valores frequentes
	$\Psi_2$ para os valores quase-permanentes
$\Psi_L$	Multiplicador para o coeficiente de fluência
$\eta$	grau de conexão de uma estrutura mista





# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. GENERALIDADES E OBJECTIVOS

Entende-se por ponte mista aquela estrutura em que, sendo a sua principal função materializar uma plataforma de passagem com a finalidade de transpor um determinado obstáculo (linha de água, via de comunicação, etc.), apresenta a sua estrutura constituída por secções cuja resistência é obtida pela solidarização do betão com o aço estrutural. [1] A secção mista é uma consequência lógica da intenção de aproveitar as características peculiares dos dois materiais, numa forma mais adequada, atendendo não só ao aspecto resistente como também ao construtivo.

Neste sentido, surgiram as denominadas pontes em treliça mista que podem ser entendidas como um caso particular das pontes mistas vulgarmente conhecidas, sendo estas compostas por uma parte metálica treliçada e por um tabuleiro constituído por uma laje de betão armado, com possibilidade de ser pré-esforçado. Na verdade, estas pontes têm ainda mais significado, uma vez que:

- a importância dos vãos a transpor exige um controlo do peso próprio da estrutura, dando vantagem às estruturas mistas em relação às de totalmente de betão;
- as dificuldades construtivas que possam surgir nomeadamente devido a topografia são facilmente ultrapassadas, devido à facilidade de execução das estruturas mistas.

Pela forma peculiar da estrutura mista que se pretende estudar – ponte com arco metálico treliçado e tabuleiro em betão armado – e pelo comportamento distinto dos dois materiais que a compõem, o objectivo desta dissertação consiste essencialmente no estudo da influência dos efeitos diferidos do betão, nomeadamente a fluência e a retracção, no comportamento global da estrutura.

Uma vez que estes efeitos estão presentes na estrutura ao longo do tempo, procede-se à sua análise considerando a sua actuação em simultâneo com as acções com carácter de permanência. As cargas variáveis de carácter instantâneo produzem efeitos que são independentes dos efeitos diferidos do betão. Para realizar a análise desta estrutura procede-se à elaboração de três modelos distintos: o primeiro só com acções variáveis, o segundo com as acções permanentes e considerando a fluência (modelando o betão com módulo de elasticidade efectivo) e o terceiro modelo considerando a retracção com a fluência (modelando o betão com módulo de elasticidade efectivo cujo coeficiente de fluência é afectado por um multiplicador relativo ao cálculo dos efeitos da retracção).

Os efeitos diferidos do betão são influenciados por diversos factores, uns intrínsecos ao betão, quer seja pela sua composição total quer seja pelas propriedades dos materiais constituintes, e outros extrínsecos tais como as condições ambientais e a idade de carregamento da estrutura. Desta forma, pretende-se igualmente nesta dissertação avaliar a maior ou menor sensibilidade desta estrutura mista

à variabilidade de alguns parâmetros extrínsecos ao betão, nomeadamente, a humidade relativa ambiente e a idade inicial de carregamento.

Outro aspecto importante no projecto deste tipo de estruturas corresponde à conexão que se estabelece entre os dois materiais. Por exemplo, o encurtamento do betão devido à retracção deste é impedido pela conexão à estrutura metálica, o que provoca um estado de tensões internas na secção mista, levando à ocorrência de fendas na laje, principalmente na idade jovem do betão até que esse efeito estabilize. [2] Importa salientar que não consiste no âmbito deste trabalho a análise dos efeitos da conexão em pontes mistas, quer em termos da sua rigidez efectiva quer em termos da análise localizada devido ao elevado esforço rasante que se concentra na laje de betão junto aos nós da treliça.

Do mesmo modo, também os efeitos da fendilhação não são contemplados na análise deste trabalho, pois para os averiguar correctamente teria de se efectuar uma análise não linear, a qual tem por base uma sucessiva redistribuição de esforços devido às perdas locais de rigidez encaminhando os esforços para outras zonas da estrutura. No entanto, por limitações do programa de cálculo adoptado, apenas se efectua uma análise elástica linear.

No que respeita ao processo construtivo da ponte, não foi considerado no presente trabalho os seus efeitos sobre a distribuição de tensões e esforços na estrutura, nem a consequente redistribuição por efeitos de fluência. Como explicado adiante, a estrutura é construída com recurso a apoios provisórios ao longo do vão, pelo que as deformações e as variações de esforços em fase construtiva serão muito reduzidas. Pelo facto de ser construída devidamente apoiada, todas as acções consideradas actuam imediatamente na estrutura mista, razão pela qual apenas se atribui especial importância ao comportamento global da estrutura a longo prazo.

Pretende-se assim que este trabalho consista numa apresentação de todos os passos necessários para a consideração dos efeitos diferidos do betão, salientando todos os aspectos regulamentares de maior relevo bem como evidenciando os parâmetros que maior influência apresentam no seu desenvolvimento e, consequentemente, no comportamento global da estrutura.

A nova regulamentação para estruturas mistas prestes a entrar em vigor a nível europeu, impõe limites concretos de tensões e apresenta determinadas disposições de armadura de forma a controlar os efeitos já referidos. Esta nova regulamentação apresenta-se muito mais detalhada que a regulamentação portuguesa actualmente em vigor, pelo que a presente dissertação será elaborada à luz dos regulamentos europeus.

## **1.2. PLANO DA DISSERTAÇÃO**

De acordo com os objectivos anteriormente propostos, a essência desta dissertação assenta no estudo da influência dos efeitos diferidos do betão numa ponte mista. Desta forma, é fundamental dominar todos os conceitos existentes em redor destes efeitos, os quais são explicados nos capítulos iniciais.

Assim sendo, no capítulo 2 é analisada a evolução histórica das pontes mistas, particularizando no final para pontes em treliça mista, uma vez que é na própria história deste tipo de construção que reside todo o conhecimento adquirido, quer em termos de optimização das soluções construtivas quer em termos de comportamento das estruturas, e consequentemente dos seus materiais constituintes. Apesar do processo construtivo não ser considerado na análise deste trabalho, procede-se a uma síntese dos métodos mais utilizados na execução de pontes mistas.

No capítulo 3 são estudados em concreto os conceitos de fluência e retracção do betão, caracterizando cada um dos fenómenos e fazendo referência às principais leis utilizadas para quantificar estes efeitos.

No capítulo 4 apresenta-se o projecto que servirá de base para o estudo dos efeitos referidos, indicando todos os aspectos particulares, explicando o processo construtivo adoptado e os materiais utilizados. Procede-se à quantificação de todas as acções a actuar na estrutura, permanentes e variáveis, bem como dos efeitos diferidos tendo em conta a variabilidade dos parâmetros extrínsecos ao betão já referidos anteriormente.

A análise ao comportamento global da estrutura é efectuada no capítulo 5 tendo por base os resultados obtidos, quer ao nível dos esforços na estrutura metálica quer das tensões e deslocamentos verificados na laje de betão. Efectua-se apenas uma pequena verificação regulamentar às tensões aplicadas e aos deslocamentos registados, ambos em estado limite de serviço. Com base na análise efectuada, apresentam-se ainda neste capítulo algumas recomendações tanto ao nível do projecto como de execução da obra, para minoração dos efeitos diferidos do betão.

Finalmente, no capítulo 6 são elaboradas as conclusões do trabalho desenvolvido.



# 2

## CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE ESTRUTURAS MISTAS

### 2.1. INTRODUÇÃO

A análise do comportamento diferido dos materiais na análise de estruturas tem por base dois aspectos importantes e distintos, nomeadamente, o estudo do comportamento dos materiais ao longo do tempo e o desenvolvimento de métodos de análise estrutural que permitam averiguar e compreender o seu comportamento ao longo do tempo.

Apesar da variabilidade de comportamento dos materiais ao longo do tempo se verificar em qualquer estrutura, principalmente de betão armado, a necessidade de compreender tal comportamento em estruturas mistas aumentou com o desenvolvimento da qualidade desses mesmos materiais, das técnicas de construção e dos próprios métodos de cálculo.

Assim sendo, é elaborada no presente capítulo uma breve descrição da evolução da construção mista, particularizando-se no final para pontes em treliça mista.

Os três aspectos referidos anteriormente, intimamente relacionados com a realização do projecto e com o processo de construção, conduziram à execução de estruturas mais esbeltas, logo, mais sensíveis às deformações e consequentemente com um comportamento mais complexo. Desta forma, procede-se também neste capítulo à descrição dos processos construtivos mais utilizados na construção de pontes mistas.

Com base nos regulamentos europeus e em regras empíricas adquiridas ao longo do tempo, efectua-se neste capítulo algumas referências a bases de projecto aplicáveis a pontes com tabuleiro de tipologia mista. O suporte aos aspectos abordados é essencialmente o EC4, que regulamenta a construção mista a nível europeu.

### 2.2. BREVE EVOLUÇÃO HISTÓRICA DA CONSTRUÇÃO MISTA

Sabendo que o construtor de pontes executa uma dada obra, conscientemente ou não, a partir de realizações anteriores que tenham sido efectuadas, pretende-se aqui dispor uma apresentação adequada de algumas pontes mistas para permitir um melhor conhecimento da sua construção. A história associada a tal construção consiste numa descrição sucinta de algumas obras, possibilitando uma visão sintética do seu progresso.

Este capítulo não pretende ser um catálogo de obras executadas, tendo apenas como objectivo uma análise de algumas obras representativas, identificando os aspectos mais importantes, formas e soluções que concretizem a evolução das pontes mistas.

De um modo geral, as primeiras aplicações em conjunto de betão e aço foram efectivamente com as estruturas metálicas embebidas. E a sua primeira aplicação surgiu nos edifícios de habitação, generalizando-se posteriormente o seu uso a vários tipos de estruturas.

Uma das primeiras referências surge associada à casa Coignet, construída em St. Denis, pelo próprio dono – o engenheiro François Coignet em 1853. Este construtor francês percebeu o potencial do betão como material de construção de carácter homogéneo e resolveu a sua falta de resistência à flexão embebendo elementos metálicos para constituir lajes de piso. Em todo o caso, as primeiras realizações com utilização simultânea de betão e aço evidenciam o propósito de aproveitar a potencialidade dos perfis de aço, não apenas na sua utilização como reforço para resistência à flexão de lajes, mas também de facilitar o processo construtivo, evitando a necessidade de dispor apoios ou cimbres. [1]

As pontes foram determinantes para a evolução das estruturas mistas betão-aço. O desejo de facilitar o processo construtivo trouxe nova importância a estas estruturas, manifestando-se primeiramente na execução de arcos de betão. As suas condicionantes específicas, em particular a materialização de uma plataforma de circulação e a necessidade de fazer frente a sobrecargas cada vez maiores com vãos cada vez maiores, orientaram as primeiras aplicações de vigas. A secção metálica deixou de estar embebida em betão, destacando-se da laje e adquirindo um protagonismo resistente, tipológico e construtivo. [1]

A primeira ponte mista apareceu por volta de 1894 em Iowa, Estados Unidos da América, consistindo numa ponte denominada “Rock Rapids Bridge”. O seu criador foi um engenheiro europeu de nome Josef Melan. Com esta construção obteve a patente para a construção de pontes constituídas por duas vigas em I em forma de arco, sendo posteriormente colocado betão em seu redor. Este engenheiro alegou que o aço e o betão actuavam em conjunto, apresentando cálculos para demonstrar o seu ponto de vista. [4]



Fig.2.1. – Ponte em arco com vigas em I de Josef Melan [4]

Quatro anos mais tarde, em 1898, F. W. Patterson projectou e construiu uma ponte perto de Pittsburgh, Pensilvânia. Para tal, utilizou vigas de aço e uma laje de betão. De entre as vigas metálicas que constituíam a ponte, apenas as interiores foram envolvidas em betão, fazendo com que a configuração final da ponte apenas salientasse as vigas metálicas dos bordos. Muitas outras pontes foram construídas no final do século XIX, utilizando vigas incorporadas em betão. Entre 1920 e 1958, foram

efectuadas investigações em vigas mistas de aço e betão, nomeadamente nos Estados Unidos, Canadá e Inglaterra. Nas décadas de 20 e 30, as investigações efectuadas ao comportamento de vigas mistas não contemplavam conectores na ligação entre os dois materiais, ou seja, pretendia-se apenas reproduzir a ligação natural por aderência existente entre os dois materiais, ensaios esses em que as vigas estavam totalmente embebidas em betão. [4]

Uma realização pioneira, adequada ao seu tempo e de uma modernidade fascinante, é a ponte alemã sobre o vale de Steinbach (figura 2.2.), construída entre 1935 e 1936. Herdeira de tipologias de secções de pontes metálicas que suportavam a plataforma superior de circulação, a secção apresentada é mais simplificada uma vez que reduz a utilização de múltiplas vigas a apenas duas. Estas servem-se de vigas transversais equidistantes que dão apoio à laje. Ambas as famílias de vigas – principais e secundárias – estão conectadas à laje superior. É sem dúvida, uma das primeiras referências de tabuleiros de dupla viga, numa época com tão grande desenvolvimento na Europa. [1]

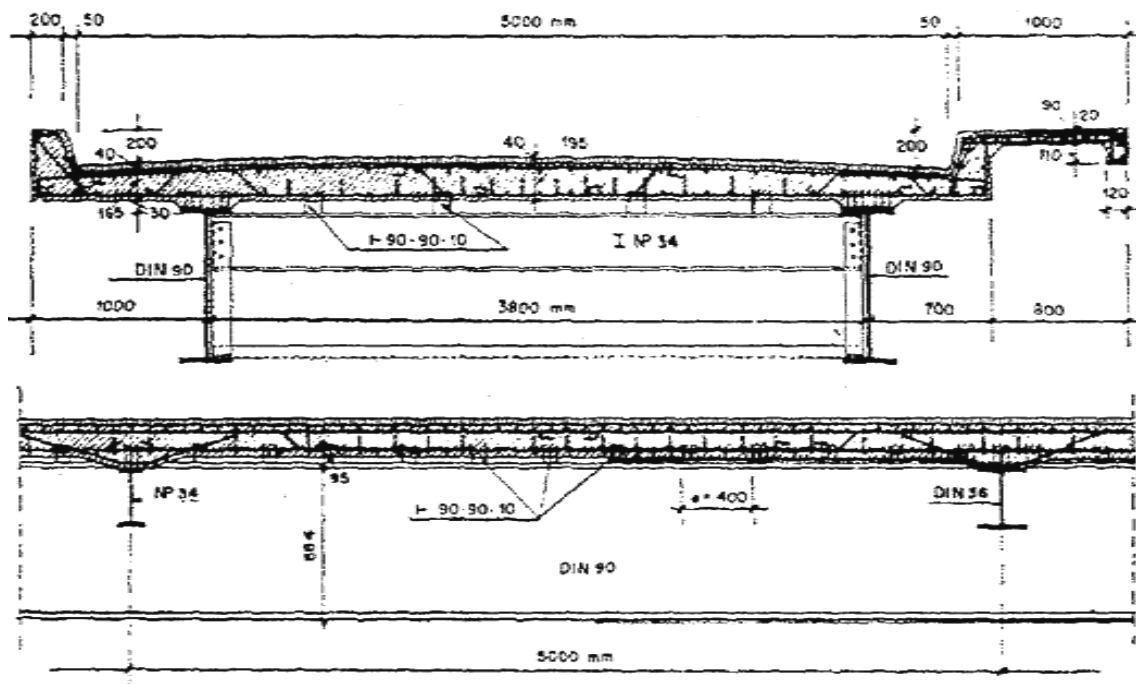


Fig.2.2. – Secção transversal da ponte sobre o vale de Steinbach [1]

Em Espanha, após a guerra civil, encontram-se importantes realizações em que a estrutura metálica se situa abaixo da plataforma superior. As pontes mistas em viga de Eduardo Torroja, construídos entre 1939 e 1942 apresentam-se como uma razão funcional, incluindo a laje de betão que materializa a plataforma de circulação como secção resistente à flexão principal da viga. Além disso, as construções de Torroja propunham processos construtivos que aproveitavam as possibilidades autoportantes da parte metálica e evolutivas da estrutura, para levantar, como no caso dos arcos, as peças de betão em fases sucessivas. [1]

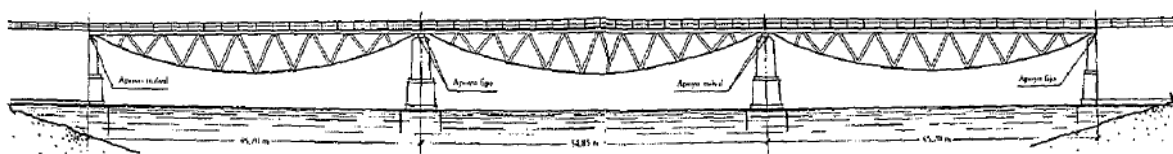


Fig.2.3. – Alçado da ponte de Tordera (Torroja) [1]

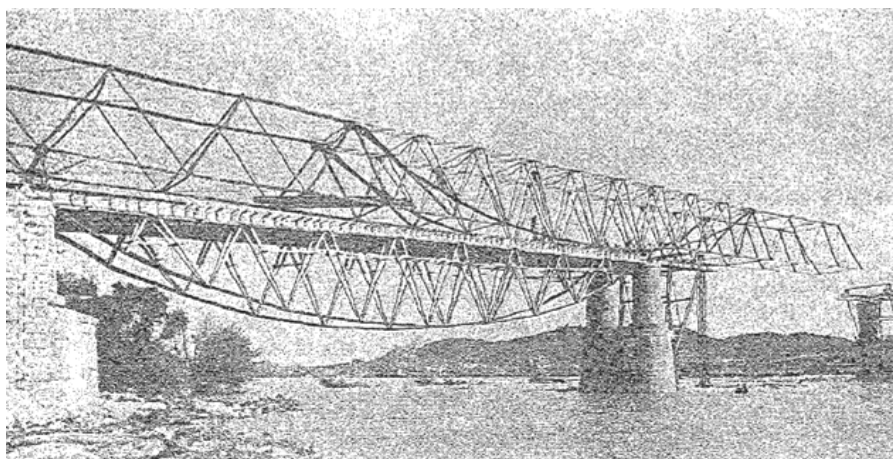


Fig.2.4. – Lançamento da ponte de Tordera (Torroja) [1]

As pontes mistas viram um grande desenvolvimento no início do século 20 devido ao aparecimento, pela primeira vez, de conectores de ligação entre o aço e o betão. No entanto, já em 1903, Julius Kahn recebia uma patente dos EUA para vigas mistas em que a ligação entre o aço e o betão era realizada por conectores existentes nos banzos da viga e que antes da betonagem da laje, eram devidamente dobrados. Vários outros conectores foram testados ao longo dos 50 anos seguintes, mas foi em 1954 que surgiu em obra o primeiro conector soldado à viga, sendo que este tinha sido testado previamente na Universidade de Illinois. [4]

Importa também salientar as pontes mistas com secção em caixão, também muito utilizadas na Europa. Uma das referências mais importantes na história e evolução de pontes mistas é a ponte de Wuppertal na Alemanha em 1959. Trata-se de uma das primeiras obras mistas executadas com secções em caixão, sendo que o projecto inicial, antes da guerra, previa dois tabuleiros independentes com secções em caixão de betão pré-esforçado. Depois de terminada a guerra, as obras prosseguiram, trazendo novas soluções, nomeadamente a execução de tabuleiro único de 23,30 m de largura e aumentando o comprimento de vãos à medida que se afasta das extremidades. Do minucioso estudo económico efectuado às várias alternativas, quase todas como variantes de secções de betão pré-esforçado, se concluiu que uma estrutura mista era a solução mais competitiva.

A secção transversal da alternativa mista define-se como um caixão metálico de altura constante, aberto superiormente, com diafragmas transversais e duas linhas de apoio, interiores e contínuas na laje do tabuleiro. Estes apoios interiores longitudinais definem-se mediante perfis conectados à laje, constituindo assim secções mistas que se apoiam nos diafragmas transversais. Trata-se de uma das primeiras secções transversais com almas inclinadas. O facto de a ponte apresentar um traçado recto em planta simplifica a solução geométrica da estrutura metálica e o facto de a secção em caixão fechado permitir obter uma grande capacidade de torsão. [1]



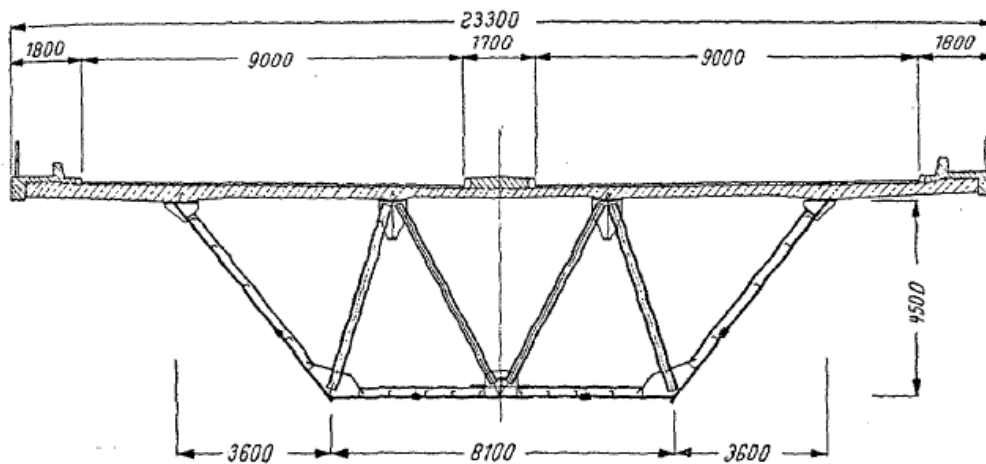


Fig.2.5. – Secção transversal da ponte de Wuppertal [1]

Em 1999, no Brasil, Gutiérrez Klinsky estudou por meio de elementos finitos o comportamento estrutural de tabuleiros mistos, analisando-se a influência entre todos os elementos que compõem a estrutura, investigando a transferência de esforços até aos apoios. Foi estudada também a influência que determinados parâmetros exercem na distribuição de cargas nas vigas, tais como contraventamentos, espessura da laje e medidas dos vãos.

Como exemplo, pode sugerir-se a ponte em estrutura mista Pedro Ivo construída no Brasil, estabelecendo ligação entre Florianópolis e a Ilha de Santa Catarina. Tem como particularidade o facto de nos vãos de maior comprimento ser constituída totalmente em aço e nos tramos de menor vão ser composta por perfis metálicos de aço Corten e laje de betão armado. Nas zonas mistas, as lajes foram betonadas *in situ* e solidarizadas com a estrutura metálica por meio de conectores circulares de cabeça, soldados nos banzos superiores dos perfis. A espessura dessas lajes é de 22 cm nos vãos livres e de 35 cm nos apoios, uma vez que os momentos negativos são maiores que os positivos. [5]

Devido ao grande desenvolvimento das cidades e por consequência ao elevado crescimento das vias de comunicação, foi profundamente necessário recorrer a novas investigações as quais permitiram inovadoras e recentes estruturas, nomeadamente, as pontes em treliça mista. Estas apresentam elevada competitividade relativamente às soluções mistas tradicionais ou totalmente metálicas bem como relativamente às soluções de betão pré-esforçado. Tal competitividade é verificada pela maior facilidade em industrializar este tipo de construção, pela relação qualidade/preço do aço melhorada nos últimos anos, pela utilização de betões leves de elevada resistência e pela sua reduzida interferência com outras vias de comunicação existentes pois a estrutura metálica de um tabuleiro misto pode ser colocada em poucas horas sobre uma via rodoviária ou ferroviária em serviço, permitindo posteriormente a execução da laje com implicações mínimas no tráfego, razão pela qual é muitas vezes utilizada em viadutos urbanos ou passagens superiores de vias rodoviárias e ferroviárias.

Como exemplo, refere-se em seguida a Ponte rodo-ferroviária sobre o rio Paraná no Brasil, situada entre os concelhos de Rubinéia e Aparecida do Taboado, finalizada no ano de 1998. A estrutura metálica é constituída por duas partes treliçadas paralelas, contraventadas entre si formando duas plataformas horizontais, funcionando a inferior como tabuleiro para o tráfego ferroviário e a superior para o rodoviário. Ambos os tabuleiros são formados por lajes pré-fabricadas de betão, com capeamento executado *in situ* e camada asfáltica de acabamento. A ponte é formada por 26 tramos de 100 metros cada, totalizando uma extensão de 2600 metros. [6]



Fig.2.6. – Ponte rodoferroviária sobre o rio Paraná [6]

Outro bom exemplo de uma ponte em treliça mista de aço e betão é a de Öresund, que estabelece ligação entre a Dinamarca e a Suécia, com um comprimento total de 7,8 km, com vãos aproximadamente constantes da ordem dos 140 m.

A crescente procura de diferentes soluções, quer seja pela implementação de novos materiais, quer seja pela criação de novas secções transversais, permitiu criar estruturas de elevada leveza e transparência, minorando o impacto visual na envolvente em que se insere, razão importante pela qual hoje em dia se adoptam cada vez mais este tipo de estruturas. É exemplo disso, a utilização de elementos tubulares de reduzidos diâmetros, aliando às características atrás indicadas o elevado desenvolvimento das técnicas de soldadura e facilidade de montagem. Como exemplo, apresenta-se em seguida uma imagem da ponte rodoviária de Nesenbachtal na Alemanha.



Fig.2.7. – Ponte rodoviária de Nesenbachtal na Alemanha

Em suma, as primeiras construções utilizando conjuntamente o betão e o aço permitiram evidenciar um desejo de facilitar o processo construtivo, aspecto tratado no capítulo seguinte, bem como repartir distintamente a resistência da estrutura, ou seja, a estrutura metálica resiste ao seu peso próprio enquanto o betão e as armaduras nele existentes resistem às restantes solicitações.

Concluiu-se posteriormente, fruto dos vários estudos efectuados, que a resposta conjunta ao nível da secção transcende a mera repartição de funções para, com uma conexão suficiente, responder solidariamente como secção mista numa colaboração conjunta que supera a soma das características

individuais dos dois materiais. Nos casos de vãos isostáticos, a laje de betão assume o papel de zona de compressão enquanto a estrutura metálica trabalha à tracção. Depois da segunda guerra mundial, com a generalização do uso de chapas laminadas e da soldadura e a partir das morfologias das pontes metálicas, as pontes mistas assumem-se com continuidade hiperstática, definindo-se procedimentos para limitar as tensões de tracção da laje sobre os apoios. [4]

## **2.3. PROCESSOS CONSTRUTIVOS**

A concretização de uma ponte é um processo que requer a análise de determinados critérios, os quais não são rigidamente definidos, existindo numerosos aspectos a ponderar, consistindo a solução final num resultado de um processo iterativo que requer o estudo e a análise de diversas soluções. Para além da secção transversal e do sistema estrutural longitudinal, um aspecto largamente condicionador da solução final é o processo construtivo a adoptar.

Os processos construtivos que serão abordados neste ponto são a montagem com recurso a grua, a construção tramo a tramo, a execução por avanços sucessivos e a construção por deslocamentos sucessivos. Apesar de todos eles puderem ser aplicados a várias tipologias de pontes, apenas se referem particularidades e exemplos associados à tipologia mista. A escolha de um destes tipos de sistemas construtivos está relacionada com condicionantes de implantação da obra, com custos bem como da rapidez de execução.

Procede-se em seguida à descrição de cada um dos processos construtivos referidos.

### **2.3.1. MONTAGEM COM GRUA**

Este processo construtivo é frequentemente utilizado na execução de pontes mistas quando a cota da rasante da ponte é baixa e quando estas são de pequenas dimensões. Outro factor que favorece a sua utilização está relacionado com a facilidade de construção, intimamente relacionada com rapidez de execução que se pretende na maioria dos casos.

Após a execução dos apoios da ponte, encontros e pilares, este procedimento consiste na elevação da estrutura metálica por meio de gruas para posterior colocação na sua posição definitiva. É de salientar que os cabos que elevarão a estrutura metálica estão devidamente colocados no centro de gravidade desta. Para pontes de um único vão e caso este seja relativamente pequeno, a elevação pode ser efectuada numa única vez, o que já não sucede numa ponte com vários vãos em que a elevação tem de ser efectuada módulo por módulo.

Posteriormente, caso se opte pela aplicação de lajes pré-fabricadas, estas também poderão ser aplicadas por intermédio de gruas.

Como exemplo da construção de pontes mistas com recurso à elevação por meio de gruas, apresenta-se em seguida a ponte da Penacova sobre o rio Mondego. Esta ponte substituiu uma outra existente com tabuleiro totalmente metálico, apoiado sobre pilares de alvenaria de pedra, os quais foram reabilitados para receber a nova estrutura. Posteriormente, foram içadas as vigas metálicas até à sua posição definitiva, sendo em seguida colocadas as lajes pré-fabricadas de betão armado.



Fig.2.8. – Elevação da estrutura metálica da Ponte da Penacova [7]



Fig.2.9. – Aplicação das lajes pré-fabricadas na Ponte da Penacova [7]

### 2.3.2. CONSTRUÇÃO TRAMO A TRAMO

A essência deste processo construtivo consiste em elevar a estrutura metálica verticalmente desde o solo, onde é previamente montada, até à sua posição final sobre os diversos elementos resistentes anteriormente executados, nomeadamente pilares e encontros. Esta elevação pode ser efectuada por meio de guias, apoios provisórios ao longo do vão para elevação da estrutura ou com recurso a macacos hidráulicos, os quais são devidamente apoiados no topo dos pilares. Normalmente não é necessária grande capacidade de elevação se a estrutura metálica for dividida em módulos de 10 a 30m, cujo peso próprio não é significativamente elevado. [8]

O recurso a guias móveis, tal como referido no ponto anterior, apenas se verifica para elevações a pequenas alturas. Para alturas superiores, quando não seja viável a utilização de macacos hidráulicos (cuja solução é hoje em dia a mais competitiva devido à sua maior velocidade de elevação comparativamente aos restantes meios), quer por razões de peso quer por impossibilidade de apoio no topo dos pilares, recorrem-se a apoios provisórios ao longo do vão, tal como é demonstrado na figura seguinte.



Fig.2.10. – Ponte Dang San na Coreia do Sul [9]

Posteriormente, é preparada a base que servirá de apoio à execução da laje de betão, a qual pode ser betonada *in situ* ou ser constituída por elementos pré-fabricados, sendo a primeira a mais utilizada. Assim, recorre-se frequentemente à execução de uma plataforma que serve de cofragem, a qual é apoiada na estrutura metálica já colocada.

Em construção de baixa altura, por exemplo com rasante aproximadamente a 20m, é possível recorrer à utilização de apoios metálicos ao longo do vão para sustentar as elevadas cargas durante a betonagem do tabuleiro, ocorrendo esta *in situ*. Com um cuidado planeamento, o peso do betão não consolidado é transferido quase na totalidade para estes apoios. Após o betão ganhar presa, são retirados esses apoios, passando a estrutura a funcionar com comportamento misto, recebendo a totalidade das cargas. Esta solução permite uma redução dos esforços e das deformações iniciais da estrutura metálica, evitando usuais fenómenos de instabilidade. [8]

### 2.3.3. EXECUÇÃO POR AVANÇOS SUCESSIVOS

A construção por avanços sucessivos consiste na construção e aplicação de módulos de pequenas dimensões, designadas por aduelas, a partir dos apoios previamente construídos, dispensando a utilização de cimbra ou cavalete apoiado sobre o terreno.

Apesar de ser na actualidade uma técnica utilizada sobretudo para pontes de betão pré-esforçado, a sua aplicabilidade é possível também em pontes mistas, cujos segmentos metálicos vão sendo colocados e solidarizados aos anteriores e seguidamente é colocado o betão, betonado *in situ* ou com lajes pré-fabricadas.

A técnica dos avanços sucessivos pode ser executada:

- Simetricamente, para ambos os lados de um pilar;
- Assimetricamente a partir de um tramo já construído;
- Assimetricamente a partir de um encontro;
- Assimetricamente a partir de um pilar ou de um encontro mas recorrendo a uma técnica mista de avanços e cavalete apoiado sobre o terreno. [10]



A ligação final da estrutura é efectuada por um módulo final, a denominada aduela de fecho. O peso próprio de cada aduela, bem como do equipamento necessário à sua execução e aplicação, é suportado pelas partes da estrutura já executadas.

Apresenta-se em seguida o exemplo da construção da ponte mista sobre o rio Orinoco no Brasil.



Fig.2.11. – Estrutura metálica da ponte mista sobre o rio Orinoco [11]



Fig.2.12. – Detalhe da elevação de uma aduela de 24m [11]

#### 2.3.4. CONSTRUÇÃO POR DESLOCAMENTOS SUCESSIVOS

O método dos deslocamentos sucessivos consiste basicamente na construção de segmentos atrás de um dos encontros e posteriormente deslocar esses segmentos incrementalmente por meio de um sistema de macacos hidráulicos.

Devido às sucessivas alterações das condições de apoio, este processo construtivo foi inicialmente aplicado em tabuleiros metálicos, uma vez que estes elementos comportam-se bem quer à tracção quer à compressão assim como pelo facto de apresentarem um pequeno peso próprio. A utilização corrente deste método foi impulsionado pela aplicação do *teflon*, que permitiu reduzir para valores bastante baixos o atrito nos aparelhos de apoio utilizados na fase construtiva. Apenas na década de 60 surgiu a primeira aplicação com betão pré-esforçado. [8]

Este método adapta-se particularmente bem para a construção de longos tabuleiros mistos, com extensas rectas em planta ou com raio de curvatura constante, mantendo inalterável a secção transversal, dado que é possível lançar a estrutura metálica e proceder posteriormente à colocação do betão. Ao se proceder apenas ao lançamento da estrutura metálica, evita-se a fissuração que poderia ocorrer durante as operações de lançamento. O comprimento de cada elemento é determinado de modo a que as juntas fiquem localizadas de forma que na sua posição final do tabuleiro apresentem momento nulo.

Como exemplo de construção com deslocamentos sucessivos apresenta-se novamente a ponte sobre o rio Orinoco, referida anteriormente, cujos viadutos de acesso foram construídos por este processo construtivo.



Fig.2.13. – Vista geral da ponte sobre o rio Orinoco no Brasil [11]

## 2.4. PARTICULARIDADES DAS ESTRUTURAS MISTAS

Para além dos conhecimentos necessários sobre os efeitos diferidos do betão, os quais são introduzidos no capítulo seguinte, considera-se necessário proceder a uma referência a aspectos específicos de estruturas mistas assim como a algumas bases de projecto aplicáveis às pontes com tabuleiro em tipologia mista.

Apesar de estes aspectos não serem considerados na análise ao comportamento estrutural global da ponte em estudo, é fundamental possuir os conhecimentos básicos de estruturas mistas. Assim, no que respeita à resistência estrutural abordam-se seguidamente a ligação ao corte e correspondente resistência longitudinal bem como a resistência dos elementos à flexão.

Em termos de aspectos particulares de cálculo com aplicação usual em projecto, efectuem-se referências à largura efectiva (directamente associada ao efeito de *shear lag*), à análise elástica e plástica de secções e finalmente ao efeito da fissuração do betão.

## 2.4.1. RESISTÊNCIA ESTRUTURAL

### 2.4.1.1. Interacção aço/betão

O comportamento global de um elemento misto depende em grande medida da ligação ao corte que pode ocorrer entre os dois materiais, aço e betão, aspecto este directamente relacionado com o conceito de interacção entre materiais. Devido à variação do momento flector ao longo das peças surgem esforços de escorregamento ao longo das superfícies de contacto entre o aço e o betão, que se não forem devidamente absorvidos, condicionam o comportamento conjunto dos dois materiais. [12] A resistência de uma peça mista depende directamente do grau de interacção entre o aço e o betão, podendo esta ser nula, total ou parcial.

Considera-se interacção nula quando não existe qualquer tipo de ligação entre os dois materiais. Isto significa que a secção de aço é projectada isoladamente para suportar todas as acções assim como o peso próprio da laje. Na ausência de tal ligação física ou atrito na interface, os elementos comportam-se independentemente, sendo a base da laje de betão livre para deslizar sobre o topo da secção de aço, permitindo assim consideráveis escorregamentos entre os materiais.

Em oposição, a interacção total corresponde a uma ligação perfeita entre os dois materiais, não existindo deslocamento longitudinal relativo nem deslocamento vertical entre a laje de betão e a estrutura metálica. Nesta situação, toda a secção funciona como um único elemento, sendo possível assumir a hipótese de que as secções planas permanecem planas após deformação.

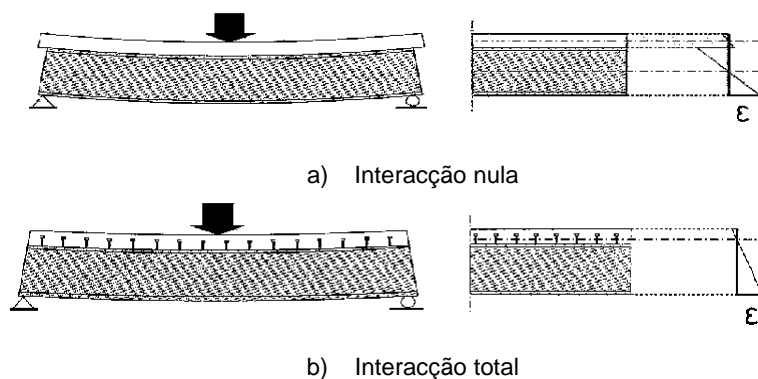


Fig.2.14. – Viga mista com interacção nula e com interacção total [12]

Quando se considera o escorregamento relativo na superfície entre os dois materiais, surge uma descontinuidade no diagrama de deformações. Nesta situação, estamos perante a interacção parcial. O escorregamento relativo afecta a distribuição de tensões bem como a distribuição do fluxo de corte longitudinal e por consequência a deformação das vigas.

Existem métodos de ligação ao corte entre aço e betão, nomeadamente, por aderência e por conectores em vigas mistas e por saliências e amarrações de extremidade em pavimentos mistos com chapas de aço perfilado. De acordo com o objectivo e com o caso de estudo desta dissertação, apenas são discutidos em seguida os dois primeiros métodos.

A aderência ou atrito constitui o processo mais simples de ligação entre o aço e o betão numa peça mista. No entanto, este processo apenas resiste a forças de escorregamento baixas, o que não é compatível com os valores elevados que se fazem sentir na interface entre os dois materiais na maioria das estruturas.



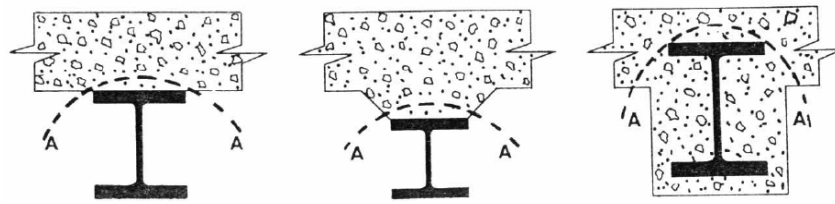


Fig.2.15. – Superfícies de escorregamento em vigas mistas [12]

Os conectores de esforço transversal constituem actualmente a forma mais eficaz de ligação aço-betão numa peça mista. Estes têm a função de transmitir o fluxo de corte longitudinal que se gera na superfície de ligação, bem como impedir o afastamento vertical entre a laje e a estrutura metálica.

O conector mais utilizado é o conector circular de cabeça, como ilustrado na figura seguinte. O seu diâmetro varia entre 13 a 25 mm, enquanto que o seu comprimento varia entre 65 e 100 mm. A resistência ao corte deste tipo de conectores é da ordem dos 150 kN.

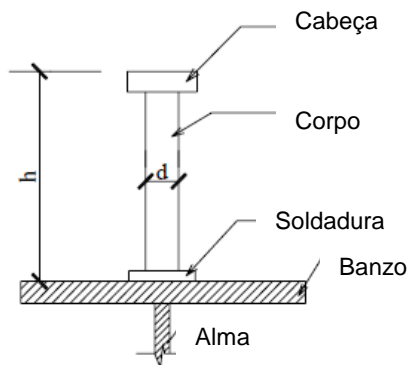


Fig.2.16. – Exemplo de um conector circular de cabeça (adaptado de [12])

A caracterização do comportamento de um dado tipo de conector é obtida por meio de testes simples de modo a obter a curva carga-deslizamento até à rotura. Na figura seguinte ilustra-se uma dessas curvas, obtidas para um conector circular de cabeça com 19 mm de diâmetro, numa laje mista. Segundo o EC4, um conector onde o deslizamento é superior a 6 mm é considerado dúctil. [12]

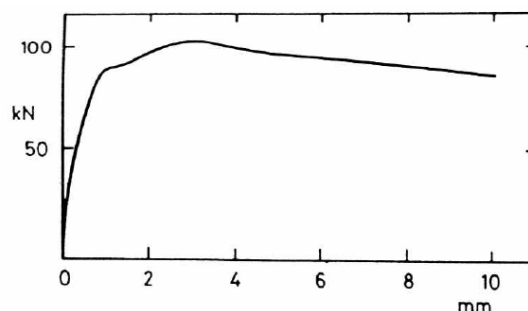


Fig.2.17. – Exemplo de uma curva carga-deslizamento de um conector circular de cabeça

De acordo com o EC4, a resistência ao corte de um conector circular é dada pelo menor dos valores entre a resistência do conector e a resistência do betão envolvente, de acordo com as seguintes expressões, respectivamente.

$$P_{Rd} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot (\pi \cdot d^2 / 4)}{\gamma_v} \quad (2.1.)$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (2.2.)$$

Nestas expressões  $f_u$  consiste na resistência última à tracção do aço do conector, não superior a 500 MPa,  $f_{ck}$  é a resistência característica do betão à compressão,  $E_{cm}$  representa o módulo de elasticidade secante do betão e  $\gamma_v$  é o coeficiente parcial de segurança cujo valor é tomado igual a 1,25. O parâmetro  $\alpha$  é dado pelas seguintes expressões:

$$\alpha = 0,2 \cdot \left[ \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right] \quad \text{para } 3 \leq \left( \frac{h_{sc}}{d} \right) \leq 4 \quad (2.3.)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{para } \left( \frac{h_{sc}}{d} \right) > 4 \quad (2.4.)$$

Nestas últimas expressões,  $h_{sc}$  e  $d$  representam a altura e o diâmetro do conector, respectivamente.

Importa novamente referir que todos os aspectos relacionados com a resistência dos conectores anteriormente referidos não são considerados na análise global da estrutura, apenas servem de complemento ao conhecimento geral de estruturas mistas.

#### 2.4.1.2. Conexão aço/betão

O valor de cálculo da resistência à flexão pode ser determinado através de uma análise plástica, em secções de classe 1 ou 2, sendo nos restantes casos adoptada a análise elástica. Em ambos os casos são válidas as seguintes hipóteses:

- A resistência do betão à tracção é desprezada;
- As secções transversais planas das partes de aço estrutural e de betão armado de uma viga mista mantêm-se planas, se planas inicialmente. [12]

Para averiguar a resistência do elemento à flexão é necessário conhecer o nível de conexão entre o aço estrutural e o betão, a qual pode ser total ou parcial.

A conexão total verifica-se quando existe um determinado número de conectores, tal que qualquer aumento da sua quantidade ou resistência, não implica um aumento da resistência à flexão da viga

mista. Por outras palavras, a viga pode atingir a sua capacidade máxima à flexão sem que ocorra qualquer falha na conexão existente.

O momento plástico resistente de uma viga mista, com conexão total, é avaliado com base nos seguintes pressupostos:

- A secção efectiva do elemento de aço estrutural é solicitada até atingir a sua tensão de cedência de cálculo,  $f_{yd}$ , em tracção ou em compressão;
- As secções efectivas das armaduras longitudinais traccionadas e comprimidas são solicitadas até atingirem as suas tensões de cedência de cálculo,  $f_{sd}$ ;
- A área efectiva de betão à compressão tem como resistência máxima 85% da resistência de cálculo do betão à compressão, que é considerado constante ao longo da altura entre o eixo neutro plástico e a fibra mais comprimida do betão. [12]

Por outro lado, o termo conexão parcial é utilizado quando existe um número relativamente pequeno de conectores, não atingindo a quantidade mínima estabelecida para se ter conexão total. Assim, a resistência da conexão de corte controla a capacidade de flexão da viga mista.

O EC4 preconiza que a conexão de corte parcial só seja possível em zonas com momento flector positivo. Em vigas mistas em conexão parcial de corte, a redução do esforço de corte longitudinal na ligação entre a estrutura metálica e a laje de betão, implica uma redução da força de compressão no betão de  $N_{cf}$  para  $N_c$  e algum escorregamento ao longo da superfície de contacto. Nestas situações, o grau de conexão é dado por:

$$\eta = \frac{n}{n_f} = \frac{N_c}{N_{cf}} \quad (2.5.)$$

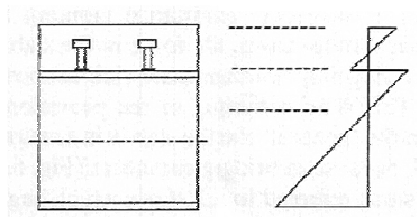


Fig.2.18. – Diagrama de extensões numa viga mista em conexão parcial [12]

Importa novamente referir que os aspectos relacionados com a conexão referidos acima não são considerados na análise global da estrutura, apenas servem de complemento ao conhecimento geral de estruturas mistas.

## 2.4.2. ASPECTOS PARTICULARES DE CÁLCULO

### 2.4.2.1. Efeito *shear lag*

Em peças de secção transversal não compacta como, por exemplo, secções em “T”, “I” ou em caixão, a hipótese de Bernoulli pode perder drasticamente significado. Nas secções de banzos largos actuados com o fluxo de corte transmitido pela alma ou almas, as zonas próximas da ligação às almas sofrem deformações por corte superiores às mais afastadas, uma vez que a rigidez desses banzos ao corte no seu plano não é infinita. Como consequência, a distribuição transversal das deformações e tensões axiais de flexão nos banzos não é uniforme, efeito este denominado de *shear lag*. [13]

Numa viga ou conjunto de vigas mistas aço-betão, trabalhando à flexão em regime elástico, o efeito de *shear lag* conduz a uma distribuição de tensões normais nos banzos, como se indica na figura seguinte.

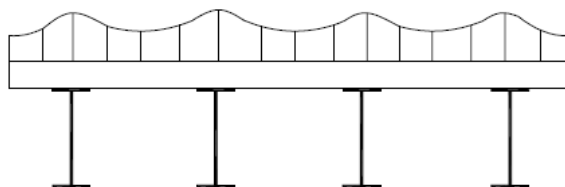


Fig.2.19. – Diagrama de tensões axiais não uniformes [13]

A forma de ter em conta este efeito na análise de estruturas mistas consiste na consideração de uma largura efectiva, sendo uma largura menor do que a real, ao longo do qual se considera que a tensão é uniforme e igual à tensão máxima, de tal modo que a resultante desta distribuição fictícia seja igual à resultante da distribuição real. Esta largura não foi considerada, uma vez que se procedeu à modelação global da estrutura no programa de cálculo utilizado.

O EC4 define expressões para o cálculo das larguras efectivas de vigas mistas:

- Para secções a meio vão e apoios interiores:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (2.6.)$$

- Para secções em apoios de extremidade:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (2.7.)$$

sendo  $b_0$  a distância entre os centros das fiadas de conectores extremos no banzo e  $b_{ei}$  as larguras efectivas dos banzos para cada um dos lados da alma, dadas pela relação  $L_e/8$ , sendo  $L_e$  a distância entre pontos de momento nulo.

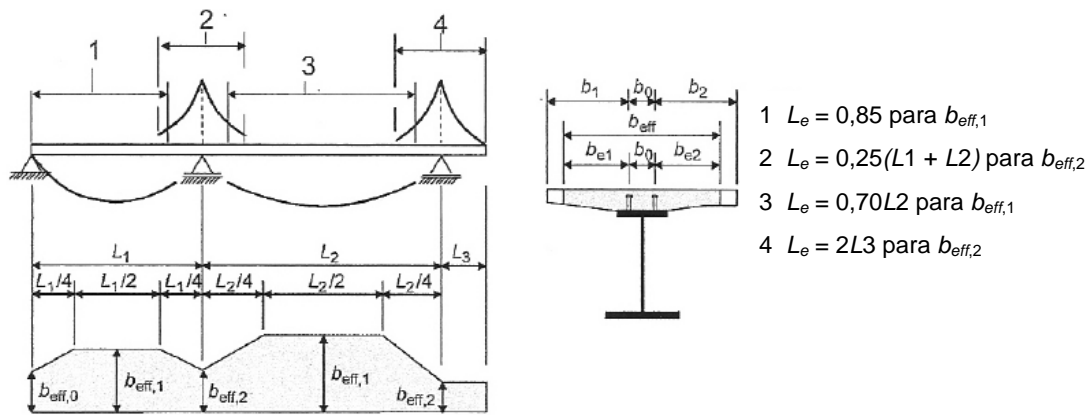


Fig.2.20. – Larguras efectivas segundo o EC4 (adaptado de [17])

O coeficiente  $\beta$  é obtido da seguinte forma:

$$\beta = \left( \frac{0,55 + 0,22 \cdot L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0 \quad (2.8.)$$

#### 2.4.2.2. Análise elástica de secções

Numa estrutura mista, os esforços e deslocamentos podem ser obtidos, tal como numa estrutura metálica, através de uma análise elástica. Esta análise assume grande importância dado que as secções metálicas podem possuir dimensões consideráveis e não terem capacidade para desenvolver a resistência plástica.

Neste tipo de análise numa estrutura mista deve utilizar-se o conceito de homogeneização das secções, que consiste em dividir a área de betão da secção por um coeficiente de homogeneização dado pela seguinte expressão:

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}}, \quad (2.9.)$$

em que  $E_a$  é o módulo de elasticidade do aço e  $E_{cm}$  o módulo de elasticidade do betão.

Segundo o EC4-parte 2, na generalidade dos casos, para ter em conta os efeitos de fluência e de retracção do betão, o coeficiente de homogeneização  $n_0$  deve ser multiplicado por um factor dado por  $(1 + \Psi_L \phi_t)$ , expressão esta explicada em detalhe no capítulo seguinte.

Importa referir que em vigas com secções de classes 1 ou 2, os efeitos de retracção e da fluência podem simplificarmente ser desprezados na verificação dos estados limites últimos, desde que a resistência não seja condicionada pela encurvadura lateral.

#### 2.4.2.3. Análise plástica de secções

A análise plástica de uma estrutura mista implica que as secções dos elementos sejam suficientemente compactas, em geral de classe 1, possuam elevada capacidade de rotação, sejam simétricas e contraventadas lateralmente, sendo todos estes critérios preconizados pelo EC4.

O equilíbrio axial na secção permite determinar a posição da linha neutra plástica e o equilíbrio de momentos permite determinar o valor do momento resistente de cálculo  $M_{pl,Rd}$ , o qual tem por base as condições anteriormente referidas em 2.4.1.2.

#### 2.4.2.4. Efeito da fissuração no betão

A fissuração do betão nas zonas traccionadas das secções tem uma influência directa na análise de estruturas mistas, sendo a fissuração particularmente importante nas zonas de momento flector negativo, ou seja, apoios de descontinuidade. Nestas zonas, as tensões de tracção que ocorrem na laje podem exceder os valores da resistência à tracção do betão, considerando-se neste caso que o tabuleiro passa a funcionar em fase fendilhada, tendo associada uma perda de rigidez nessas zonas.

Segundo o EC4, a análise dos efeitos da fendilhação pode ser feita de duas formas. O primeiro método consiste em obter as tensões existentes na laje de betão armado para a combinação característica de acções, incluindo os efeitos a longo prazo, usando a rigidez de flexão para secções não fendilhadas. Nas zonas onde as tensões de tracção ultrapassem o dobro da resistência do betão à tracção, a rigidez de flexão deve ser reduzida, considerando a inércia da estrutura em estado fendilhado.

Importa salientar que este limite do dobro da resistência do betão à tracção surge do facto de, quando começam a surgir as primeiras fendas na peça, esta apresenta ainda resistência à tracção, visto que as fendas não atravessam inicialmente toda a espessura da peça. [18]

O segundo método consiste num processo simplificado, aplicável a vigas contínuas ou vigas de pórticos contraventados, com relações entre vãos adjacentes superiores a 0,6 (mais curto/mais comprido), em que se considera a rigidez de flexão em estado fendilhado ao longo de 15% do vão (de um e outro lado de um apoio intermédio) e a rigidez não fendilhada nas restantes zonas.

No que respeita à verificação á fendilhação, o EC4 prevê o cálculo limite de abertura de fendas como uma verificação directa, permitindo igualmente o cálculo de armadura mínima e de espaçamento e diâmetros máximos que garantam esse limite de abertura de fendas, numa verificação indirecta. Não sendo este assunto tratado neste trabalho, não se procede à sua análise em pormenor.

# 3

## CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS DOS EFEITOS DIFERIDOS DO BETÃO

### 3.1. INTRODUÇÃO

O estudo do comportamento reológico do betão assume grande importância durante a fase de construção assim como na análise da estrutura aos estados limites de utilização, revelando implicações tanto no aumento das deformações e da fendilhação assim como na redistribuição de tensões. Como já referido anteriormente, devido à construção devidamente apoiada desta estrutura, as deformações e as variações de esforços em fase construtiva serão muito reduzidas e todas as acções consideradas actuam imediatamente na estrutura mista, razão pela qual se atribui única importância ao comportamento global da estrutura a longo prazo.

Quando se pretende o dimensionamento da estrutura e por consequência a verificação de segurança ao estado limite último, este tipo de comportamento perde importância pois apenas influencia a carga de colapso por meio dos efeitos de segunda ordem, através do aumento das deformações ao longo do tempo. [19]

Os efeitos diferidos do betão são influenciados por diversos factores, isto é, uns intrínsecos ao betão, quer seja pela sua composição total quer seja pelas propriedades dos materiais constituintes, assim como outros extrínsecos tais como as condições ambientais – temperatura, humidade relativa do ar, vento, radiação solar e chuva, entre outros.

A variabilidade destes efeitos, para além de ser influenciada fortemente pelas condições ambientais (como se verifica na cura do betão), está ainda associada ao método construtivo utilizado bem como da geometria da secção transversal. No que se refere à secção transversal, para além da diferença de comportamento óbvia entre os dois materiais que a compõem, betão e aço, existem diferenças nas propriedades dos elementos que constituem tal secção, ou seja, diferenças que podem resultar de idades diferentes do betão, da espessura ou da exposição a determinadas condições ambientais. São exemplo disso a conjugação de peças de betão pré-fabricadas com peças betonadas *in situ*, bem como de estruturas que, principalmente por facilidade de execução, são betonadas em mais do que uma fase. Por se verificarem comportamentos diferentes, vão existir deformações diferenciais no interior da secção.

O comportamento diferido do betão é caracterizado de forma complexa pela existência de três fenómenos, designadamente, a fluência, retracção e a maturação do betão. Nesta dissertação, e por consequência neste capítulo, apenas serão estudados os dois primeiros, descrevendo a forma como se desenvolvem bem como as formas de cálculo regulamentares para serem tidos em conta

posteriormente no dimensionamento e análise da estrutura. A existência conjunta destes dois efeitos pode ser verificada na figura seguinte.

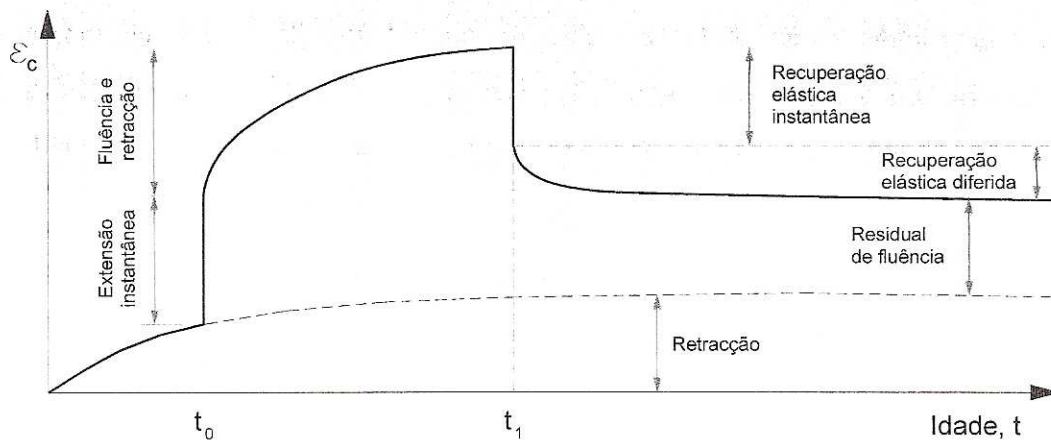


Fig.3.1. – Evolução das extensões no betão sujeito a tensão constante no tempo [19]

A deformação de uma determinada estrutura ao longo do tempo pode ser definida a partir do conhecimento da evolução das tensões instaladas e das relações tensões/deformações definidas para o material utilizado. No caso de uma peça de betão, a extensão total  $\epsilon_c(t)$ , para um momento  $t$ , de um elemento carregado axialmente com uma carga constante  $\sigma(t_0)$ , no instante inicial  $t_0$ , pode ser definida através da expressão seguinte:

$$\epsilon_c(t) = \epsilon_{ci}(t_0) + \epsilon_{cc}(t) + \epsilon_{cs}(t) + \epsilon_T(t), \quad (3.1.)$$

em que  $\epsilon_{ci}(t_0)$  é a extensão instantânea devida à carga aplicada,  $\epsilon_{cc}(t)$  é a extensão de fluência para o instante  $t$ ,  $\epsilon_{cs}(t)$  é a extensão de retração e  $\epsilon_T(t_0)$  é a extensão devida a variações de temperatura. [20]

A equação (3.1.) pode ser escrita de outra forma

$$\epsilon_c(t) = \epsilon_m(t) + \epsilon_n(t), \quad (3.2.)$$

onde  $\epsilon_m(t)$  representa a deformação mecânica dependente da tensão e resulta da soma da extensão instantânea devida à carga aplicada  $\epsilon_{ci}(t_0)$  com a extensão de fluência  $\epsilon_{cc}(t)$  e  $\epsilon_n(t)$  representa a deformação não mecânica – independente do estado de tensão – que resulta da soma da extensão de retração  $\epsilon_{cs}(t)$  com a extensão devida a variações de temperatura  $\epsilon_T(t)$ . [20]

A fig.3.1. anteriormente apresentada representa todas estas componentes da deformação total do elemento sujeito a uma tensão de compressão constante.

As peças de betão, de uma forma geral, sofrem até ao instante  $t_0$  o efeito da retração (início das reacções químicas de hidratação do betão), momento a partir do qual começam a ser carregadas verificando-se uma deformação instantânea de origem essencialmente elástica. Esta é dada pela razão entre a tensão aplicada e o módulo de elasticidade do betão no momento do carregamento. Como o



módulo de elasticidade aumenta no tempo, então, a extensão vai sendo cada vez menor. Como esta variação é pequena, é usual considerar a deformação elástica constante no tempo, representando na figura por meio de uma recta. Entre os instantes  $t_0$  e  $t_1$  ocorrem simultaneamente a retracção e a fluência.

No instante  $t_1$ , momento em que a tensão aplicada é nula, observa-se uma recuperação elástica instantânea, que é inferior à deformação instantânea inicial, facto que se deve ao endurecimento do betão. Pelo facto de ocorrer também deformação plástica, a estrutura apenas recupera parte da extensão sofrida, verificando-se uma extensão residual de fluência.

### 3.2. FLUÊNCIA DO BETÃO

#### 3.2.1. CONCEITO

A fluência do betão é definida como o aumento da deformação que se verifica ao longo do tempo numa peça de betão sujeita a uma tensão constante, deduzindo as deformações devidas à retracção. Embora seja de grande complexidade analisar a fluência, devido à tensão aplicada, esta resulta de vários mecanismos, nomeadamente, escorregamento cristalino ao longo dos planos naturais de movimento da estrutura cristalina do cimento hidratado, do movimento da água adsorvida pelos produtos da hidratação do cimento e aumento da solubilidade dos componentes do cimento. [19]

Segundo esta última referência, a fluência é condicionada por diversos factores. Especificando, estes podem ser intrínsecos tais como as propriedades dos constituintes e também do betão e as condições de fabrico, assim como factores extrínsecos tais como o nível de tensão aplicada, a idade do betão quando carregado e a duração do carregamento, temperatura e humidade relativa do ambiente.

#### 3.2.2. CARACTERIZAÇÃO DO FENÓMENO DE FLUÊNCIA

Apesar de apenas interessar para o projecto o valor final da fluência, importa compreender que o fenómeno da fluência é usualmente dividido em duas parcelas [21]:

- A fluência básica, à qual correspondem as deformações que ocorrem independentemente das trocas de humidade entre o elemento de betão e o meio ambiente;
- A fluência de secagem, que é entendida como uma fluência adicional a que correspondem acréscimos de deformação que ocorrem devido à secagem do betão.

A fluência aumenta com o tempo, com o aumento da temperatura e com a tensão aplicada e diminui com o aumento de humidade, com o aumento das peças de betão, com o aumento da idade de carregamento e com o aumento do módulo de elasticidade.

Segundo o EC2, considera-se que a fluência se manifesta aproximadamente proporcional à tensão aplicada  $\sigma_c$ , desde que esta última não ultrapasse 45% do valor característico da resistência do betão à compressão, admitindo um comportamento linear viscoelástico. Para tensões superiores, a fluência aumenta de uma forma não proporcional à tensão instalada, devendo ter-se em conta essa não – linearidade para o cálculo.

De acordo com a equação (3.1.) anteriormente apresentada, para a determinação da deformação por fluência são necessárias duas peças de betão idênticas sujeitas às mesmas condições envolventes, estando uma carregada e a outra não. Assim, a diferença entre as deformações das duas peças define a componente mecânica da deformação  $\varepsilon_m(t)$ , soma da deformação instantânea  $\varepsilon_{ci}(t_0)$  e da deformação por fluência  $\varepsilon_{cc}(t_0)$ . [22]

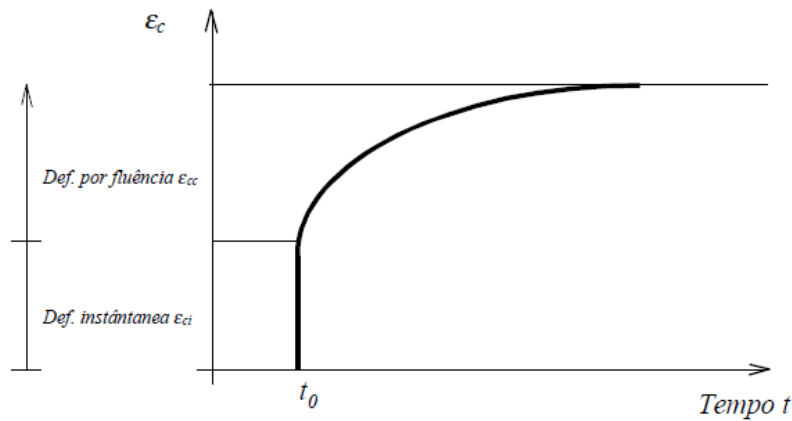


Fig.3.2. – Curva de fluência [21]

Conforme referido anteriormente, os níveis moderados de tensão que se verificam nas estruturas de betão armado em serviço correspondem ao domínio da fluência linear (relação tensão instalada/deformação por fluência aproximadamente linear). Obtém-se assim a expressão

$$\varepsilon_m(t) = \sigma(t_0) \cdot J(t, t_0) = \frac{\sigma}{E_c(t_0)} + \sigma(t_0) \cdot C(t, t_0), \quad (3.3.)$$

onde  $\sigma(t_0)$  representa a tensão axial aplicada no instante  $t_0$ ,  $\varepsilon_m$  a componente mecânica da extensão axial,  $t$  o instante actual e  $J(t, t_0)$  a função de fluência. Esta última pode ser definida como a extensão mecânica que uma peça de betão sofre entre o instante  $t_0$  e o instante  $t_1$ , considerando que até  $t_0$  esta se encontra sujeita a um estado de tensão nulo e que nesse instante lhe é aplicada uma tensão  $\sigma(t_0)$  unitária, constante até ao instante  $t_1$ . [21]

A função de fluência é definida pela expressão:

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_{c(28)}}, \quad (3.4.)$$

em que  $\phi(t, t_0)$  se designa por coeficiente de fluência e  $E_c(t_0)$  representa o módulo de elasticidade tangente do betão para a idade  $t_0$ .

É usual utilizar o coeficiente de fluência para o estudo deste efeito, o qual pode ser definido por

$$\phi(t, t_0) = E_c(t_0) \cdot J(t, t_0) - 1, \quad (3.5.)$$

e que representa a razão entre a deformação por fluência e a deformação elástica inicial. O valor do coeficiente de fluência para betões com idades na ordem dos 30 anos varia entre 1 e 6, estando os valores mais comuns compreendidos entre 2,5 e 3. [21]

### 3.2.3. ANÁLISE REGULAMENTAR DA FLUÊNCIA DO BETÃO

Segundo o EC4, numa ponte mista, o efeito da fluência deve ser tido em conta com base num coeficiente de homogeneização  $n_L$  para o betão:

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \Psi_L \cdot \phi(t, t_0)), \quad (3.6.)$$

em que  $n_0$  é o coeficiente de homogeneização instantâneo dado por  $E_a/E_{cm}$ ,  $E_{cm}$  é o módulo de elasticidade secante do betão para cargas instantâneas,  $\phi(t, t_0)$  é o coeficiente de fluência cujo cálculo é indicado em seguida com base no EC2 e  $\Psi_L$  é um multiplicador que depende do tipo de carga (para cargas permanentes é igual a 1,1 e para valores primários e secundários da retracção é igual a 0,55). Este coeficiente de homogeneização é utilizado posteriormente para obter o módulo de elasticidade efectivo a considerar no betão.

Segundo o EC2, cuja lei se apresenta detalhadamente em seguida, é possível calcular o coeficiente de fluência e através deste a extensão total provocada por este efeito. Esta lei tem em conta a influência de factores externos tais como a geometria do elemento e a humidade relativa do ambiente. Segundo esta norma, a fluência é ainda influenciada pela idade do betão quando sujeito ao primeiro carregamento, bem como pela duração e magnitude deste.

O coeficiente de fluência,  $\phi(t, t_0)$  está relacionado com  $E_c$ , o módulo de elasticidade tangente, cujo valor pode ser tomado como  $1,05E_{cm}$ . O EC2 apresenta um ábaco para obtenção deste coeficiente de forma simplificada, mas como neste trabalho se pretende uma análise cuidada da sua influência, não se recorre a esta metodologia. [15]

A deformação por fluência para  $t = \infty$ ,  $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ , para uma tensão de compressão constante  $\sigma_c$  aplicada ao betão na idade  $t_0$ , é dada por:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \phi(\infty, t_0) \cdot \left( \frac{\sigma_c}{E_c} \right). \quad (3.7.)$$

Quando a tensão de compressão no betão à idade  $t_0$  excede o valor dado por  $0,45f_{ck}(t_0)$ , então a não linearidade da fluência deve ser considerada, cujo coeficiente é obtido da seguinte forma:

$$\phi_k(\infty, t_0) = \phi(\infty, t_0) \cdot e^{(1,5(k_\sigma - 0,45))}, \quad (3.8.)$$

em que  $\varphi_k(\infty, t_0)$  é o coeficiente de fluência não linear que substitui  $\varphi(\infty, t_0)$  na equação (3.7.) e  $k_\sigma$  é dado por  $\sigma_c/f_{cm}(t_0)$ , sendo  $\sigma_c$  a tensão de compressão e  $f_{cm}(t_0)$  a resistência média do betão à compressão aquando do carregamento. [15]

Para quantificar o coeficiente de fluência, o EC2 propõe um modelo multiplicativo em que um dos factores,  $\varphi_0$ , representa o seu valor nominal e o outro factor define a evolução do coeficiente de fluência ao longo do tempo.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0). \quad (3.9.)$$

O coeficiente nominal de fluência depende da humidade relativa do ar, da resistência média à compressão aos 28 dias e da idade do betão quando é carregado, sendo dado por:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0), \quad (3.10.)$$

em que:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,10 \cdot \sqrt[3]{h_0}}, \quad \text{para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}, \quad (3.11.)$$

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - RH/100}{0,10 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \right] \cdot \alpha_2, \quad \text{para } f_{cm} > 35 \text{ MPa}, \quad (3.12.)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}, \quad (3.13.)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}}. \quad (3.14.)$$

Nestas expressões  $h_0$  é a espessura equivalente em milímetros,  $f_{cm}$  é o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (em MPa), RH é a humidade relativa do ambiente (em %) e  $t_0$  é a idade do betão (em dias) do primeiro carregamento. [15]

A espessura equivalente do elemento é dada por:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}, \quad (3.15.)$$

em que  $A_c$  corresponde à área da secção transversal do elemento e  $u$  é o perímetro do elemento em contacto com a atmosfera.

O coeficiente  $\beta_c(t, t_0)$  da equação (3.9.) depende da duração do carregamento, da humidade relativa ambiente e da espessura equivalente da peça, como se pode ver pela expressão seguinte:

$$\beta_c(t, t_0) = \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3}, \quad (3.16.)$$

em que  $t$  é a idade do betão em dias no momento considerado,  $t_0$  é a idade do carregamento em dias e  $\beta_H$  é um coeficiente que pode ser estimado da seguinte forma:

$$\beta_H = 1,5 \left[ 1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500, \quad \text{para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}, \quad (3.17.)$$

$$\beta_H = 1,5 \left[ 1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3, \quad \text{para } f_{cm} > 35 \text{ MPa}, \quad (3.18.)$$

e  $\alpha_{1/2/3}$  são coeficientes a considerar para a resistência do betão:

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7}, \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2}, \quad \alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5}. \quad (3.19.)$$

O factor  $\beta(t_0)$  tem em consideração a idade de carregamento do betão,  $t_0$ , e decresce com o aumento deste. Na expressão (3.14.) o valor de  $t_0$  deve ser corrigido de forma a considerar a influência do tipo de cimento de acordo com a expressão:

$$t_{0,corr} = t_{0,T} \left( \frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5, \quad (3.20.)$$

em que  $\alpha$  é um coeficiente que depende do tipo de cimento e cujo valor se indica no quadro 3.1. e  $t_{0,T}$  representa a idade de carregamento do betão, que pode ser corrigida para considerar o efeito de temperaturas elevadas ou baixas. [15]

Quadro 3.1. – Coeficiente  $\alpha$  em função da classe de cimento (adaptado de [15])

Coeficiente $\alpha$		
Classe S	Classe N	Classe R
-1	0	1

Para ter em conta o efeito das elevadas e reduzidas temperaturas no betão, dentro do intervalo 0 a 80°C, a idade do betão pode ser corrigida de acordo com a seguinte expressão:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \cdot \Delta t_i, \quad (3.21.)$$

em que  $t_T$  é a idade corrigida do betão e que deve ser substituída nas correspondentes equações,  $T(\Delta t_i)$  é a temperatura (em °C) durante o período de tempo  $\Delta t_i$ , que corresponde ao número de dias em que prevalece a temperatura  $T$ .

#### 3.2.4. ANÁLISE DA FLUÊNCIA DO BETÃO POR OUTRAS MODELAÇÕES

Apesar de a fluência do betão ser tida em conta na estrutura de acordo com o referido acima, procede-se à descrição de outras formas de a considerar, com especial ênfase para uma análise com base no comportamento evolutivo do material.

Assim sendo, a modelação dos efeitos viscoelásticos do betão tem por base a quantificação da variação da extensão devida a uma tensão variável ao longo do tempo, a qual pode ser quantificada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) = J(t, t_0) \cdot \sigma_c(t_0) + \int_{t_0}^t J(t, \tau) d\sigma_c(\tau) \quad (3.22.)$$

O problema surge pelo facto de não se conhecer a história de tensões à partida, existindo no entanto, diversos métodos que permitem estimar o seu valor, tais como métodos algébricos e métodos numéricos. [19]

Os métodos algébricos baseiam-se na substituição do integral correspondente à aplicação da sobreposição de efeitos (que contempla a função de fluência e a história de tensões) por uma expressão algébrica. O mais antigo e mais simples destes métodos é o método do módulo de elasticidade efectivo que ignora a variação de tensão ao longo do intervalo entre  $t_0$  e  $t$ , considerando-a igual ao seu valor final. A determinação da deformação resume-se a um cálculo elástico em que o módulo de elasticidade é substituído por  $E_{c,eff}$ :

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t)}{E_{c,eff}}. \quad (3.23.)$$

Os métodos algébricos são cada vez menos utilizados pois a sua aplicabilidade está limitada pelas hipóteses admitidas em cada método, nomeadamente este, em que só existe algum rigor se as tensões forem aproximadamente constantes ao longo do tempo. [19]

Nos métodos numéricos, o cálculo do já referido integral é efectuado através da integração passo a passo ou através da aproximação da função de fluência por uma série de Dirichlet.

De um modo geral, a resolução passo a passo da equação integral da sobreposição de efeitos baseia-se na divisão em intervalos do período de tempo em análise nos quais se considera que ocorrem os incrementos de tensão. Este processo obriga ao armazenamento de toda a história de tensões conduzindo a elevados tempos de cálculo e exigindo grande capacidade de memória. Assim sendo, é usual nos tempos actuais recorrer-se à aproximação do coeficiente de fluência através de um número finito de termos da série de Dirichlet, [19] processo que se explica em seguida.

A conversão da equação (3.22.) num sistema de equações diferenciais é efectuada aproximando o coeficiente de fluência através de um número finito de termos de uma série de funções exponenciais, designada por série de Dirichlet [23]:

$$\phi(t, t_0) = \frac{1}{E_{c(28)}} \sum_{j=1}^N a_j(t_0) (1 - e^{-\alpha_j(t-t_0)}). \quad (3.24.)$$

A função de fluência fica assim definida, de forma aproximada, por:

$$J(t, t_0) \cong \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{1}{E_{c(28)}} \sum_{j=1}^N a_j(t_0) (1 - e^{-\alpha_j(t-t_0)}). \quad (3.25.)$$

A deformação ao longo do tempo devida às tensões aplicadas,  $\varepsilon_{c\sigma}$ , resultante da deformação instantânea  $\varepsilon_{ci}$ , e da deformação devida aos efeitos da fluência  $\varepsilon_{cc}$ , é pois obtida através da seguinte expressão [19]:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t) = \varepsilon_{ci}(t) + \sum_{j=1}^N \varepsilon_{ccj}(t), \quad (3.26.)$$

em que  $\varepsilon_{ccj}(t)$  representa a contribuição do j-ésimo termo da série de Dirichlet para a deformação de fluência. A deformação instantânea é determinada através da expressão:

$$\varepsilon_{ce}(t) = \int_{t_0}^t \frac{1}{E_c(\tau)} d\sigma_c(\tau). \quad (3.27.)$$

A contribuição de cada termo da série de Dirichlet é calculada a partir de [23]:

$$\varepsilon_{ccj}(t) = \int_{t_0}^t \frac{a_j(\tau)}{E_{c(28)}} d\sigma_c(\tau) - \gamma_j(t), \quad (3.28.)$$

em que  $\gamma_j(t)$  são variáveis de estado que caracterizam toda a história das deformações até ao início do intervalo em análise.

$$\gamma_j(t) = \int_{t_0}^t \frac{a_j(\tau)}{E_{c(28)}} e^{-\alpha_j(t-\tau)} d\sigma_c(\tau). \quad (3.29.)$$

Derivando em ordem ao tempo as equações anteriores, obtém-se [23]:

$$\ddot{\varepsilon}_{ccj}(t) + \alpha_j \dot{\varepsilon}_{ccj}(t) = \alpha_j \frac{a_j(t)}{E_{c(28)}} \dot{\sigma}_c(t), \quad (3.30.)$$

$$\dot{\gamma}_j(t) + \alpha_j \gamma_j(t) = \frac{a_j(t)}{E_{c(28)}} \dot{\sigma}_c(t). \quad (3.31.)$$

Transformou-se assim uma relação constitutiva definida através do integral da equação (3.22.) numa relação constitutiva do tipo diferencial. [23]

A aproximação da função de fluência por uma série de Dirichlet corresponde a admitir um modelo reológico constituído pela associação em série de um modelo de Hooke e de uma cadeia com  $n$  modelos de Kelvin, tal como apresentado na figura seguinte. [19]



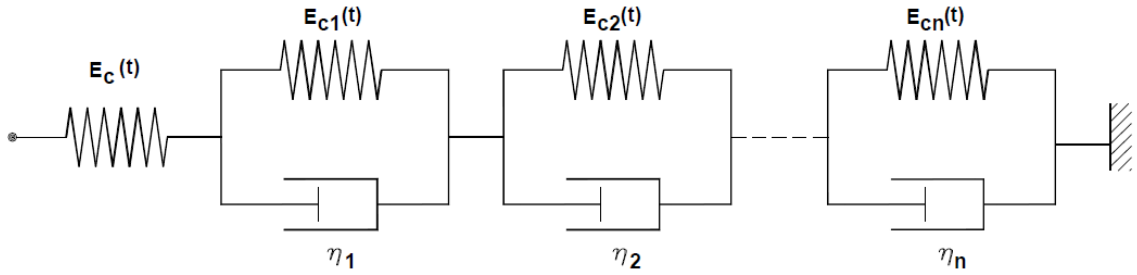


Fig.3.3. – Associação em série de um modelo de Hooke com  $\eta$  modelos de Kelvin [19]

Neste modelo reológico, os módulos de elasticidade,  $E_{cj}(t)$ , e os coeficientes de viscosidade dos amortecedores  $\eta_j$ , são funções do tempo definidas através das seguintes expressões, respectivamente:

$$E_{cj}(t) = E_{c(28)} \left[ \frac{1}{a_j(t)} + \frac{1}{\alpha_j a_j^2(t)} \frac{da_j(t)}{dt} \right], \quad (3.32.)$$

$$\eta_j = \frac{E_{c(28)}}{\alpha_j a_j(t)}. \quad (3.33.)$$

A aproximação da função de fluência através de um número finito de termos numa série de Dirichlet é uma técnica de utilização geral aplicável a qualquer modelo da curva de fluência. A determinação dos coeficientes da série de Dirichlet que aproxima o coeficiente de fluência pode ser feita por via numérica. Utilizam-se normalmente os cinco primeiros termos da série, suficientes para obter uma boa aproximação. [23] Estes são obtidos por:

$$\alpha_j = 10^{(1-j)} \quad (3.34.)$$

Na figura seguinte representam-se as curvas correspondentes às funções  $(1-e^{-\alpha(t-t_0)})$  para os valores de  $\alpha_j$  considerados.

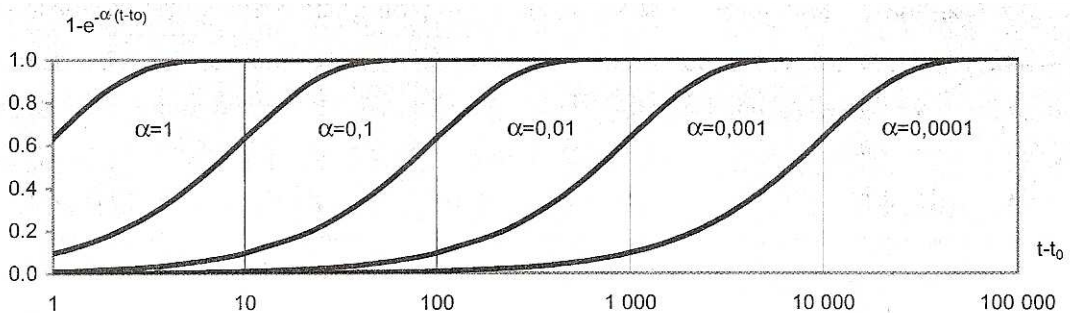


Fig.3.4. – Representação das funções  $(1-e^{-\alpha(t-t_0)})$  para os valores de  $\alpha_j$  considerados [19]

Escolhidos os coeficientes  $\alpha_j$  é possível calcular o valor dos coeficientes  $a_j(t_0)$  através do método dos mínimos quadrados, pelo que é necessário conhecerem-se os valores do coeficiente de fluência,  $\varphi(t, t_0)$ , em vários instantes. De forma a não distorcer o peso dos coeficientes de cada termo da série, estes instantes devem ser igualmente espaçados na escala logarítmica do tempo entre a idade da carga  $t_0$  e o final do período em análise. [19]

A resolução numérica do integral incluído na equação (3.22.) torna indispensável a discretização do tempo em sucessivos instantes. Definindo os intervalos  $\Delta t_k = t_k - t_{k-1}$ , a integração numérica pode ser efectuada desde que se admita que são constantes, em cada intervalo, a derivada da tensão em ordem ao tempo, os coeficientes  $a_j(t)$  e os módulos de elasticidade. [23]

A equação (3.31.) pode ser resolvida obtendo-se para cada intervalo:

$$\gamma_j(t_k) = e^{-\alpha_j \Delta t_k} \gamma_j(t_{k-1}) + \lambda_j^k \frac{a_j^k}{E_{c(28)}} \Delta \sigma_c^k, \quad (3.35.)$$

em que:

$$\lambda_j^k = \frac{1 - e^{-\alpha_j \Delta t_k}}{\alpha_j \Delta t_k}. \quad (3.36.)$$

A relação constitutiva incremental para o intervalo  $\Delta t_k$  pode então ser escrita na seguinte expressão [23]:

$$\Delta \varepsilon_{c\sigma}^k = \frac{1}{E_c^{k*}} \Delta \sigma_c^k + \Delta \varepsilon_{cc}^{k*}, \quad (3.37.)$$

em que:

$$\frac{1}{E_c^{k*}} = \frac{1}{E_c^k} + \frac{1}{E_{c(28)}} \sum_{j=1}^N (1 - \lambda_j^k) a_j^k, \quad (3.38.)$$

$$\Delta \varepsilon_{cc}^{k*} = \sum_{j=1}^N (1 - e^{-\alpha_j \Delta t_k}) \gamma_j(t_{k-1}). \quad (3.39.)$$

Nestas expressões,  $E_c^{k*}$  e  $\Delta \varepsilon_{cc}^{k*}$ , representam o módulo de elasticidade equivalente que deverá ser considerado no intervalo  $\Delta t_k$  e a variação da deformação de fluência no mesmo intervalo. [23]

A relação constitutiva incremental expressa em função da deformação total no intervalo,  $\Delta\epsilon_{ck}$ , assume a seguinte forma:

$$\Delta\sigma_c^k = \frac{1}{E_c^{k*}} (\Delta\epsilon_c^k - \Delta\epsilon_{cc}^k - \Delta\epsilon_{cn}^k), \quad (3.40.)$$

em que  $\Delta\epsilon_{cn}^k$  representa a variação da deformação independente da tensão no intervalo  $\Delta t_k$ .

Em suma, como já se referiu anteriormente, a aproximação do coeficiente de fluência através de um número finito de termos duma série de Dirichlet, apresenta como grande vantagem, em relação à integração passo a passo, o facto de não ser necessária a memorização das tensões em todos os intervalos anteriores, sendo todo o efeito das história das tensões considerado através das variáveis de estado  $\gamma_j(t_k)$ . [19]

### 3.3. RETRACÇÃO DO BETÃO

#### 3.3.1. CONCEITO

A retracção consiste na diminuição da dimensão de uma peça de betão ao longo do tempo, independentemente do estado de tensão instalada na peça.

A retracção do betão ocorre desde o final da compactação até que se estabeleça um equilíbrio higrométrico com o ambiente e, além do encurtamento da peça, inclui a expansão que neste se verifica quando conservado em meio húmido.

$$\epsilon_{cm}(t) = \epsilon_{cs}(t) + \epsilon_{ct}(t), \quad (3.41.)$$

sendo  $\epsilon_{cs}(t)$  a parcela da deformação devida à retracção e  $\epsilon_{ct}(t)$  a parcela devida às variações de temperatura. [18]

Existem duas fases distintas de ocorrência da retracção, ocorrendo uma antes da presa e outra depois da presa, depois de o betão ganhar resistência. A que ocorre antes denomina-se retracção plástica e ocorre devido ao assentamento de materiais que constituem a massa do betão e da evaporação de água da sua superfície.

Nesta dissertação apenas se terá em conta a retracção que ocorre após a presa do betão, a qual é detalhada em seguida, uma vez que se apresenta como a mais significativa.

#### 3.3.2. CARACTERIZAÇÃO DO FENÓMENO DE RETRACÇÃO

Os processos de retracção mais relevantes após o início da presa do betão são:

- a retracção térmica, que começa com o final da presa, com a duração do arrefecimento proporcional ao quadrado da espessura;
- a retracção autogénea, provocada por uma variação de temperatura e que se prolonga muito para além da presa do betão;

- a retracção de secagem, que se inicia logo após a descofragem. [18]

O projectista deveria atender a dois aspectos importantes na concepção da estrutura, nomeadamente, a fissuração precoce da estrutura e o comportamento da mesma a longo prazo. O primeiro deve-se à retracção térmica que pode ter uma importância considerável na concepção de uma obra. Porém, os efeitos deste tipo de retracção, que se processa rapidamente, podem ser minorados através da utilização de medidas construtivas como a utilização de cofragens especiais, a escolha adequada da composição do betão e a disposição de armadura. Por outro lado, a retracção de secagem desenvolve-se muito lentamente e a minoração das suas consequências é bastante mais difícil, pelo que, normalmente é a este tipo de retracção que se atribui maior importância nos modelos de cálculo e que se define nas leis a utilizar. [21]

Uma vez que em termos regulamentares, o EC2 apenas faz referência às parcelas autógena e de secagem da retracção, apenas essas serão alvo de estudo nesta dissertação. A retracção de secagem desenvolve-se lentamente devido à dificuldade de migração da água através do betão endurecido. A retracção autógena desenvolve-se durante o endurecimento do betão, a maior parte, por isso, desenvolve-se nos primeiros dias. Segundo esta norma, a retracção autógena assume particular importância quando um betão novo é colocado em contacto com o betão endurecido, tal como acontece com a solidarização das pré-lajes no caso concreto em estudo.

Importa referir que as leis de retracção definidas para o material aplicam-se a peças de betão livres de se deformarem e sob condições climáticas constantes e entre determinados valores. O facto de existir armadura na secção em causa torna-se num impedimento à livre retracção do betão, originando assim numa redistribuição de esforços e fendilhação das peças de betão. Este facto faz com que a aplicação concreta destas leis na análise de uma estrutura de betão armado não conduza a resultados rigorosos. [21]

No entanto, tendo por base os critérios regulamentares que se pretende seguir, essas leis serão aplicadas consoante as normas europeias.

### 3.3.3. ANÁLISE REGULAMENTAR DA RETRACÇÃO NO BETÃO

Segundo o EC2, a deformação total de retracção é dada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}, \quad (3.42.)$$

em que  $\varepsilon_{cd}$  e  $\varepsilon_{ca}$  correspondem às deformações devidas à retracção por secagem e autógena, respectivamente.

O valor final da retracção por secagem é dado por:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}, \quad (3.43.)$$

em que,

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}, \quad (3.44.)$$

com

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]. \quad (3.45.)$$

Nas expressões anteriores,  $f_{cm0}$  corresponde a 10 MPa,  $RH$  é a humidade relativa ambiente (em %),  $RH_0$  assume o valor de 100% e  $\alpha_{ds1}$  e  $\alpha_{ds2}$  são coeficientes que dependem do tipo de cimento, como é possível observar no quadro seguinte.

Quadro 3.2. – Coeficientes  $\alpha_{ds1}$  e  $\alpha_{ds2}$  em função da classe de cimento (adaptado de [15])

Coeficientes $\alpha$			
	S	N	R
$\alpha_{ds1}$	3	4	6
$\alpha_{ds2}$	0,13	0,12	0,11

O desenvolvimento da retracção de secagem no tempo é dado pelas expressões seguintes:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}, \quad (3.46.)$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}}, \quad (3.47.)$$

Em que  $t$  é a idade do betão no momento considerado (em dias),  $t_s$  é a idade do betão (em dias) no início da retracção de secagem (normalmente após a cura) e  $k_h$  é um coeficiente que depende da altura equivalente da secção, a qual é quantificada pela equação (3.14.).

Quadro 3.3. – Valores de  $k_h$  (adaptado de [15])

$h_0$	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

O desenvolvimento da retracção autogénea no tempo é dado pelas expressões seguintes:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty), \quad (3.48.)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}, \quad (3.49.)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot t^{0,5}}, \quad (3.50.)$$

em que  $f_{ck}$  corresponde ao valor característico da resistência do betão (em MPa) e  $t$  é o tempo em dias.

Posteriormente, as extensões são convertidas em variações de temperatura equivalentes, as quais são aplicadas na modelação em que se considera a acção da retracção com a fluência. A fluência é considerada tendo em conta o módulo de elasticidade efectivo, o qual é afectado por uma factor associado à retracção, de acordo com a equação 3.6. anteriormente referida.



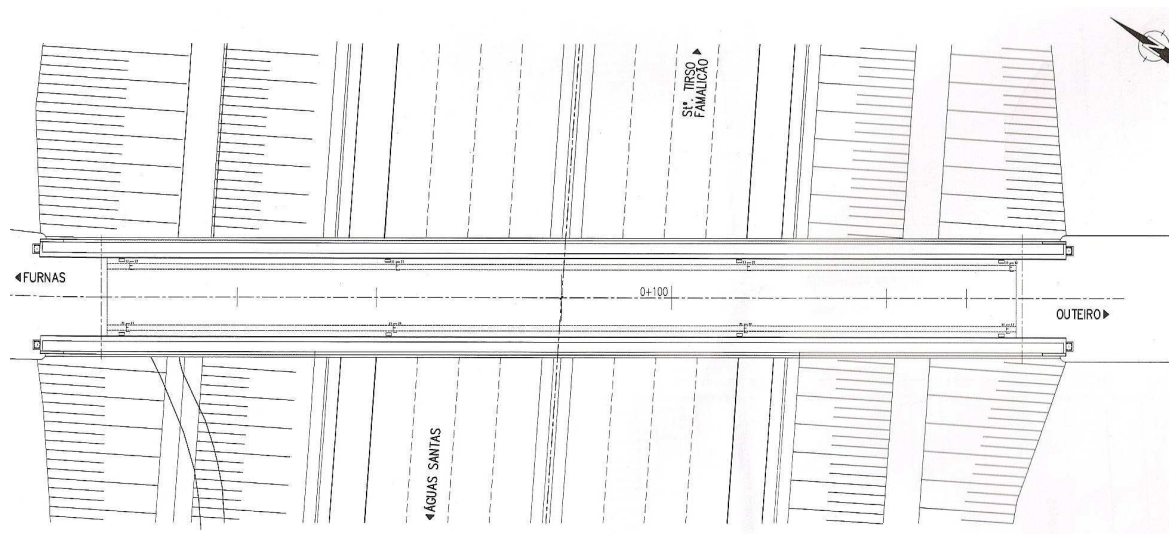


Fig.4.2. – Desenho em planta da localização da ponte

#### 4.1.2. CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS

Este estudo surge no sentido de analisar os efeitos já referidos numa estrutura alternativa a um projecto em estudo, com o objectivo de aligeirar a estrutura tornando-a mais transparente e, consequentemente, melhorando a sua estética com a envolvente. Assim, neste ponto, expõem-se apenas os aspectos particulares do projecto com interesse para o estudo desses efeitos e para a modelação da estrutura no programa de cálculo. As restantes peças desenhadas são apresentadas no anexo A1.

Para melhor compreensão do projecto, apresentam-se em seguida apenas dois alçados da ponte, respectivamente, o projecto inicial e o projecto alternativo, cuja diferença reside apenas na estrutura metálica treliçada.

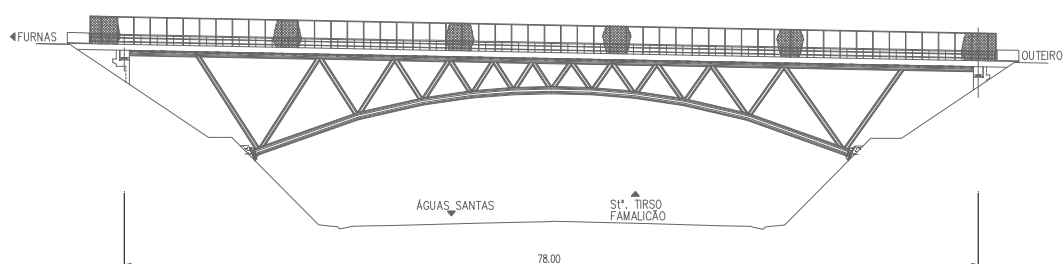


Fig.4.3. – Alçado longitudinal inicial da ponte



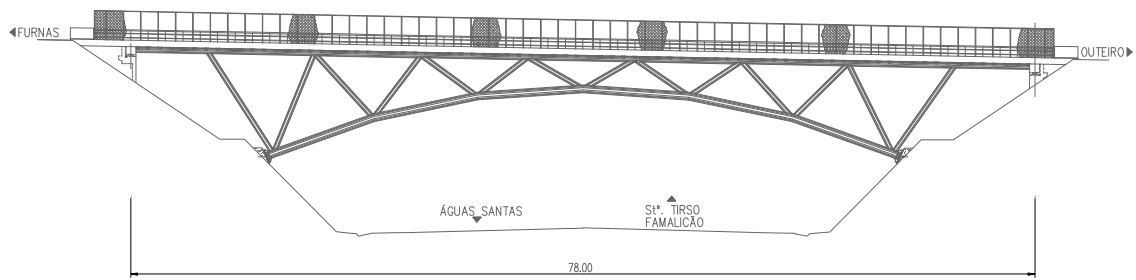


Fig.4.4. – Alçado longitudinal da solução alternativa

As figuras que se seguem dizem respeito aos cortes transversais da ponte a meio vão e junto ao apoio, respectivamente, os quais podem ser observados em detalhe no anexo A1.

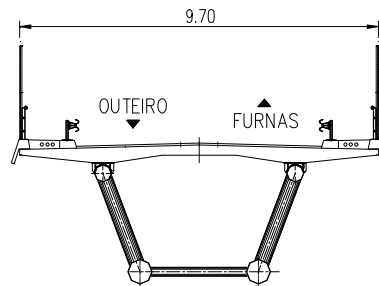


Fig.4.5. – Corte transversal a meio vão

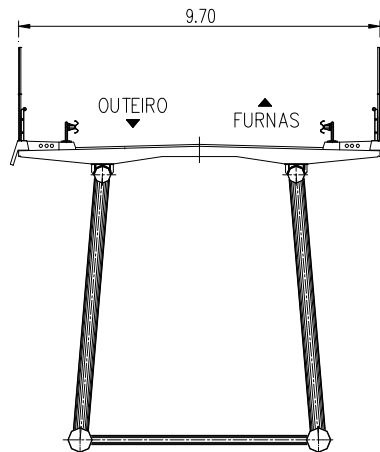


Fig.4.6. – Corte transversal nos apoios

O tabuleiro da ponte é constituído por lajes pré-fabricadas de betão armado, compostas por placas em toda a largura da ponte e com 2 metros no sentido longitudinal desta. Estas placas, para além de toda a armadura existente no seu interior, contêm ainda uma armadura saliente de espera, a qual será encaixada na placa seguinte, para posterior betonagem *in situ*, permitindo uma solidarização completa de todos os elementos, tal como se pode observar na figura 4.7. Isto assume particular importância

pois nesta ligação estão em contacto duas classes diferentes, o que fará com que existam retracções distintas entre eles, aspecto que se pretende ter em conta na modelação da estrutura.

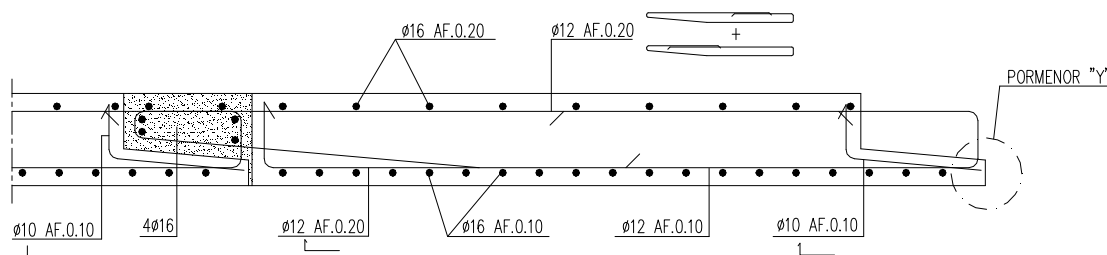


Fig.4.7. – Pormenor de ligação de duas lajes consecutivas

As placas de betão são solidarizadas às cordas superiores da estrutura metálica por meio de conectores circulares de cabeça, todos eles com 22 mm de diâmetro. Estes estão soldados a chapas, as quais estão afastadas de 1 metro no sentido longitudinal da ponte e, que por sua vez, estão soldadas aos perfis das cordas superiores da treliça. Importa referir que existem três tipos de chapas dispostas ao longo da estrutura: as de tipo 1 que comporta 10 conectores (em duas filas, cada uma com 5 conectores), dispostas nos 2 tramos extremos de cada lado da corda superior; as de tipo 2 compostas por 6 conectores (em duas filas, cada uma com 3 conectores), dispostas nos restantes tramos centrais da corda superior; as de tipo 3, com apenas 5 conectores (dispostos numa única fiada) e que apenas são utilizadas nas extremidades, particularmente, na zona de transição entre o tabuleiro e os encontros. Estas mesmas diferenças podem ser visualizadas em pormenor no anexo A1.

No que respeita à estrutura metálica, esta é constituída por perfis circulares ocos de aço. Os elementos que compõem a treliça metálica são ligados entre si por cordões de soldadura, à excepção das ligações efectuadas entre a corda superior e a carlinga do encontro e entre a corda superior e chapa de ancoragem, as quais são efectuadas por uniões aparafusadas.

Importa aqui salientar o pormenor da chapa de ancoragem da corda inferior, a qual é efectuada de tal modo que não permite rotações em qualquer direcção, com recurso a chumbadouros M39 e a cutelos de 20 mm de espessura, tal como se ilustra na figura 4.8. É de referir ainda o pormenor da figura 4.9, que evidencia a diferença na espessura do perfil circular entre a ancoragem e a ligação de dois elementos à corda inferior, de forma a suportar os elevados esforços de corte que se verificam nessa zona.

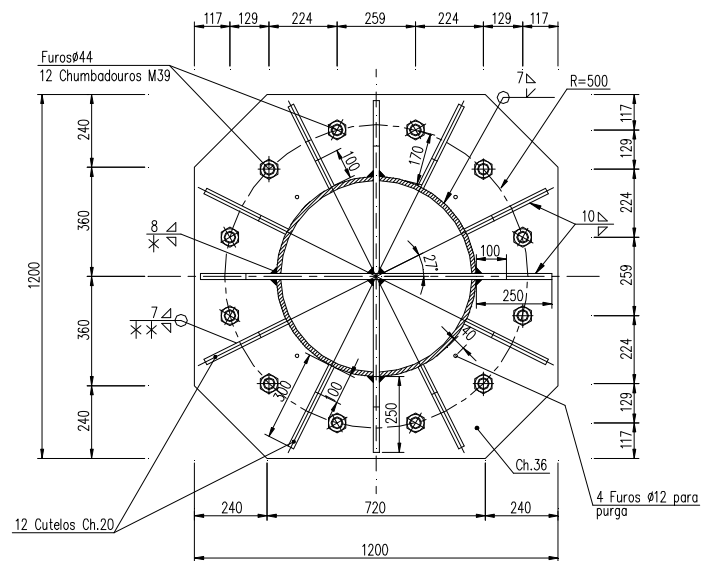


Fig.4.8. – Pormenor da chapa de ancoragem da corda inferior

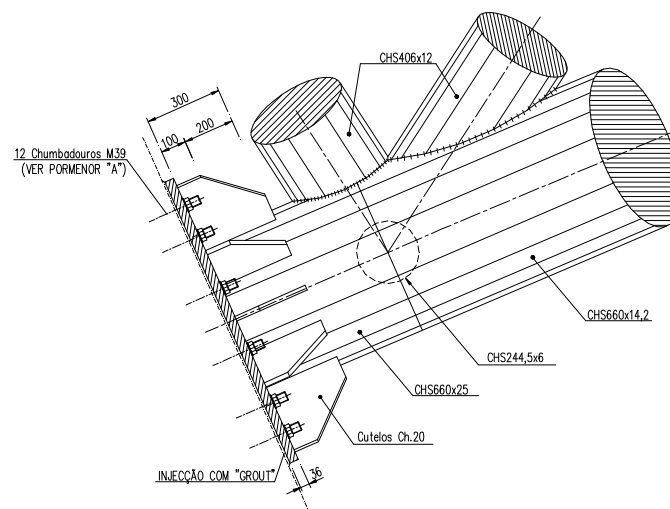


Fig.4.9. – Alçado lateral da chapa de ancoragem da corda inferior

A estrutura metálica é composta pelas seguintes secções transversais:

- Corda superior: CHS 457-12,5;
- Corda inferior: CHS 660-28;
- Barras extremas da alma da treliça: CHS 457-12,5;
- Barras intermédias da alma da treliça: CHS 406-14,2;
- Travamentos inferiores: CHS 244-5,6;
- Ligação corda inferior/apoio: CHS 660-28

#### 4.1.3. SISTEMA CONSTRUTIVO

Como referido anteriormente, o sistema construtivo não é tido em conta para a influência dos efeitos diferidos, uma vez que a ponte é executada com recurso a apoios provisórios, logo os esforços e deformações devido à fase construtiva são desprezáveis. No entanto, pretende-se apenas neste ponto demonstrar o processo de construção que irá ser utilizado para execução da ponte em causa, apresentando as diferentes fases de realização da mesma.

Após uma primeira fase em que se executam os encontros e os maciços de apoio à estrutura, são executadas as torres auxiliares (nos encontros e a  $\frac{1}{2}$  vão) de apoio à primeira metade da estrutura metálica, a qual é montada posteriormente por meio de grua, tal como é visível na figura seguinte. Procede-se ainda ao nivelamento da estrutura metálica e ajustamento provisório da fixação ao maciço de apoio.

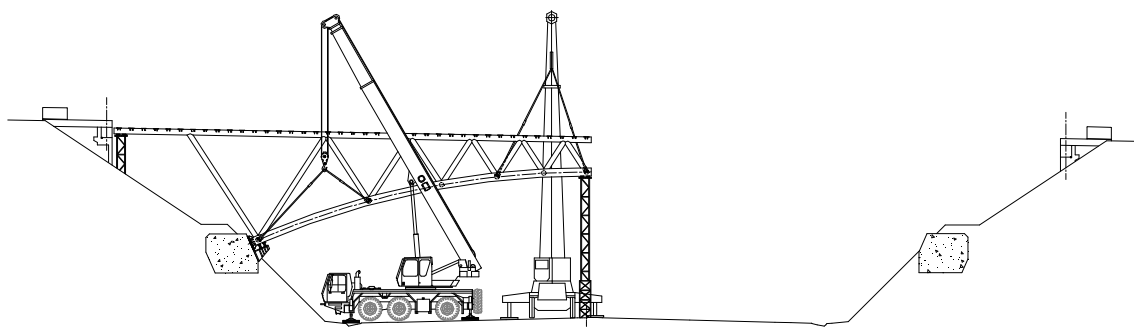


Fig.4.10. – Exemplo de montagem de parte da estrutura metálica

Posteriormente, executa-se a segunda parte da estrutura metálica, após montagem das torres metálicas provisórias. Depois de toda a estrutura metálica estar devidamente posicionada, procede-se ao fecho desta por meio de soldaduras locais na união das duas metades, nas diagonais centrais e nas cordas inferiores. Nivelam-se a estrutura e ajusta-se os chumbadouros nos maciços de apoio, executando posteriormente as carlingas nos encontros e pintando as zonas afectadas durante a montagem.

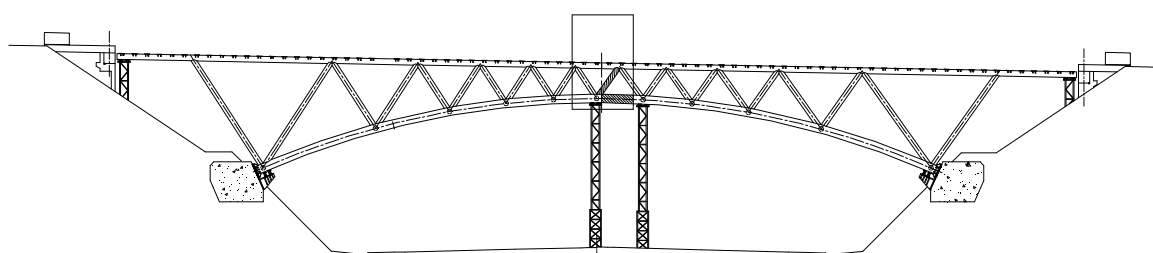


Fig.4.11. – Montagem final da estrutura metálica com união dos seus elementos

Procede-se à colocação das lajes pré-fabricadas, simetricamente a partir dos encontros com eventual recurso a dispositivos para movimentação e transporte dos painéis. Seguidamente, estabelece-se a continuidade das lajes através da selagem dos painéis e conectores. Desmontam-se as torres metálicas e os contraventamentos provisórios da corda superior, nivela-se a estrutura e estabelece-se o aperto final nos chumbadouros. Finalmente, impermeabiliza-se o tabuleiro da ponte e efectuam-se os acabamentos finais.

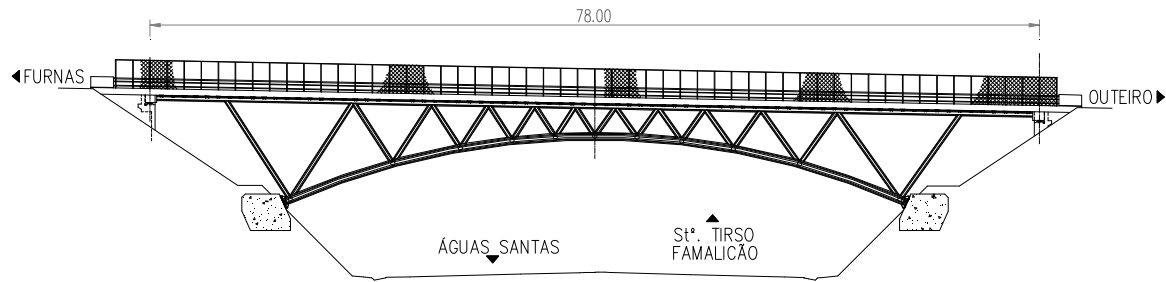


Fig.4.12. – Alçado da estrutura final

## 4.2. MATERIAIS

### 4.2.1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, a investigação ao comportamento das estruturas mistas, tanto em rotura como em serviço, tem permitido que os modelos de análise de tais estruturas tenham vindo a ser consideravelmente melhorados, tanto a nível de tratamento do comportamento não linear do material como ao estudo do seu comportamento viscoelástico.

Os materiais utilizados em estruturas mistas são o betão, armado ou pré-esforçado, e o aço, tanto em armaduras passivas como para pré-esforço.

Para tal, os materiais utilizados na estrutura foram os seguintes:

- betão armado para o tabuleiro e encontros da ponte;
- aço para os elementos estruturais que constituem o tabuleiro;
- aço galvanizado para guardas metálicas e guardas para peões.

### 4.2.2. BETÃO ARMADO

O betão armado é composto por dois materiais diferentes, tal como o nome indica, pelo betão, constituinte com elevada capacidade de resistência à compressão e o aço, cujo objectivo é essencialmente resistir à tracção que o elemento pode ser sujeito.

A resistência e durabilidade de um elemento constituído por este material dependem da qualidade dos constituintes e das condições ambientais a que irá ser submetido.

Existem diferentes classes de betão, as quais são determinadas em função da sua classe de resistência, verificando-se um aumento do módulo de elasticidade à medida que a resistência aumenta.

Quadro 4.1. – Classes de resistência do betão e respectivas propriedades (adaptado de [15])

Classes	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C60/75
$f_{ck}$ (MPa)	12	20	25	30	35	40	45	50	60
$f_{cm}$ (MPa)	20	28	33	38	43	48	53	58	68
$f_{ctm}$ (MPa)	1,6	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,4
$E_{cm}$ (GPa)	27	30	31	33	34	35	36	37	39

Importa referir que este material demonstra um aumento de resistência com o tempo, sendo este efeito mais visível nos primeiros dias de idade. No entanto, efeitos como a fluência e a retracção do betão aumentam com o tempo, sendo então merecedores de atenção cuidada.

No que respeita ao projecto em causa, o tabuleiro é constituído por placas pré-fabricadas de betão cuja classe é C35/45. A selagem das lajes, isto é, o betão colocado nas zonas de solidarização entre placas é de classe C30/37.

#### 4.2.3. AÇO PARA ARMADURAS PASSIVAS

É do conhecimento geral que o aço tem hoje em dia grande utilização em todas as obras de engenharia civil, desde a utilização para armaduras passivas, para elementos de pré-esforço, para cabos em pontes suspensas ou de tirantes, até elementos tubulares em pontes ou em coberturas, assim como uma grande variedade de perfis metálicos usados em estruturas mistas ou totalmente metálicas.

O aço é essencialmente composto por ferro ao qual é posteriormente adicionado uma pequena quantidade de carbono, no sentido de melhorar as características de resistência do conjunto.

Como se observa no quadro seguinte, importa salientar a elevada resistência destes elementos, a qual se situa entre os 360 MPa e os 550 MPa para o aço correntemente utilizado. O seu módulo de elasticidade é da ordem dos 210 GPa. Estas elevadas resistências contrapõem o elevado peso volúmico que este material possui, 7850 kg/m<sup>3</sup>, permitindo a execução de elementos de elevada esbelteza.

Quadro 4.2. – Classes de armaduras ordinárias (adaptado de [24])

Designação	Processo de fabrico	Configuração de Superfície	Características de aderência	$f_{syk}$ (MPa)	$f_{suk}$ (MPa)
A235 NL	Laminado a quente	Lisa	Normal	235	360
A235 NR		Rugosa	Alta		
A400 NR	Laminado a quente	Rugosa	Alta	400	460
A400 ER		Rugosa	Alta		
A400 EL	Endurecido a frio	Lisa	Normal	500	550
A500 NR	Laminado a quente	Rugosa	Alta		
A500 ER	Endurecido a frio	Rugosa	Alta		
A500 EL		Lisa	Normal		

Neste projecto, em todos os elementos de betão armado, foram utilizados varões de aço de classe A500 NR.

### 4.3. MODELAÇÃO

A modelação da estrutura foi efectuada no programa de cálculo SAP2000, uma vez que permite efectuar uma análise tridimensional da estrutura, o que não é possível com alguns programas de nível mais básico de análise bidimensional. E no caso desta estrutura, uma análise bidimensional não conduziria a resultados satisfatórios uma vez que teria de se recorrer a grandes simplificações.

Tendo em conta que o objectivo principal desta dissertação é estudar a influência dos efeitos diferidos do betão numa ponte mista, apenas se procederá a uma análise estática da estrutura, não analisando os efeitos dinâmicos que também têm de ser tidos em conta num projecto desta natureza.

No programa já referido, a estrutura foi modelada segundo os eixos XYZ, respectivamente, longitudinal, transversal e vertical da ponte. Assim sendo, começou por se definir a estrutura metálica por meio de elementos de barra, atendendo à relativa complexidade da corda inferior da treliça. A corda superior mantém sempre as mesmas coordenadas Y e Z ao longo do desenvolvimento longitudinal. No entanto, as cordas inferiores da treliça, à medida que se vão afastando das extremidades para meio vão estão cada vez mais próximas, ou seja, ao longo do desenvolvimento longitudinal da ponte as coordenadas Y vão alterando, tal como é possível observar na figura seguinte.

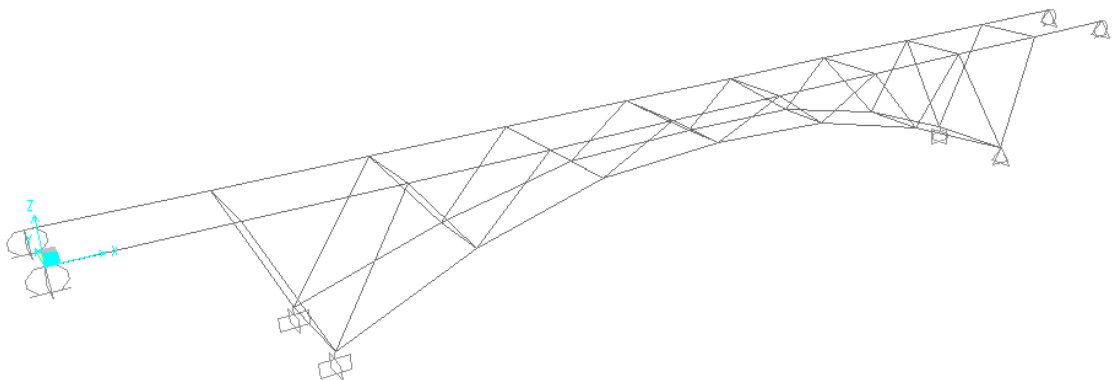


Fig.4.13. – Configuração da estrutura metálica em SAP2000

Importa salientar que as extremidades da corda superior da estrutura metálica apenas permitem deslocamentos no sentido longitudinal da ponte, permitindo mover-se livremente nessa direcção. No entanto, como verificado nas figuras 4.8. e 4.9., as extremidades das cordas inferiores foram modeladas de forma a impossibilitar qualquer tipo de deslocamento ou rotação, constituindo autênticos encastramentos nestes pontos.

Posteriormente, procedeu-se à modelação do tabuleiro de betão armado, logicamente incorporado na modelação anteriormente iniciada. Este foi modelado com recurso a elementos finitos de casca, os quais apresentam diferentes espessuras ao longo do desenvolvimento transversal, de forma a melhor aproximar às dimensões reais da secção transversal. Nas extremidades da laje considerou-se uma espessura constante de 0,20 m, na zona de apoio às cordas superiores da estrutura metálica considerou-se uma espessura constante de 0,40 m e na zona livre entre os dois apoios transversais uma espessura de 0,25. Apesar de serem consideradas espessuras diferentes, os centróides dos diferentes elementos

finitos estão colocados à mesma cota. Estes elementos finitos apenas simulam o material betão não considerando a existência de armadura passiva na estrutura.

Interessa referir que a ligação entre os dois materiais, simulando a ligação por conectores, foi efectuada com um distanciamento de 1 metro, tal como previsto no projecto. Apesar de existirem vários tipos de chapas de conexão, tal como referido em 4.1.2., por dificuldade de modelação, estas ligações foram consideradas todas iguais, não permitindo qualquer movimento entre os materiais.

Como referido, efectuaram-se três modelações: a primeira só com acções variáveis (e módulo de elasticidade aos 28 dias), a segunda com as acções permanentes e considerando a fluência (modelando o betão com módulo de elasticidade efectivo) e o terceiro modelo considerando a retracção com a fluência (modelando o betão com módulo de elasticidade efectivo cujo coeficiente de fluência é afectado por um factor associado à retracção).

As figuras seguintes ilustram a modelação final da estrutura.

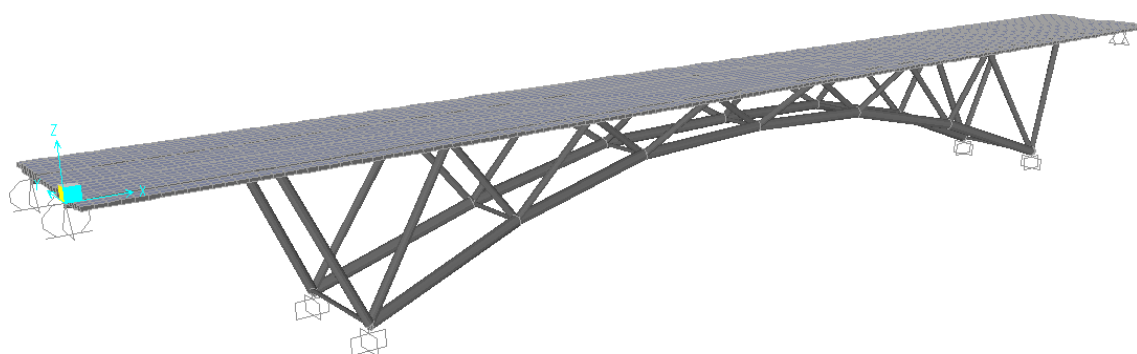


Fig.4.14. – Modelação final da estrutura em SAP2000

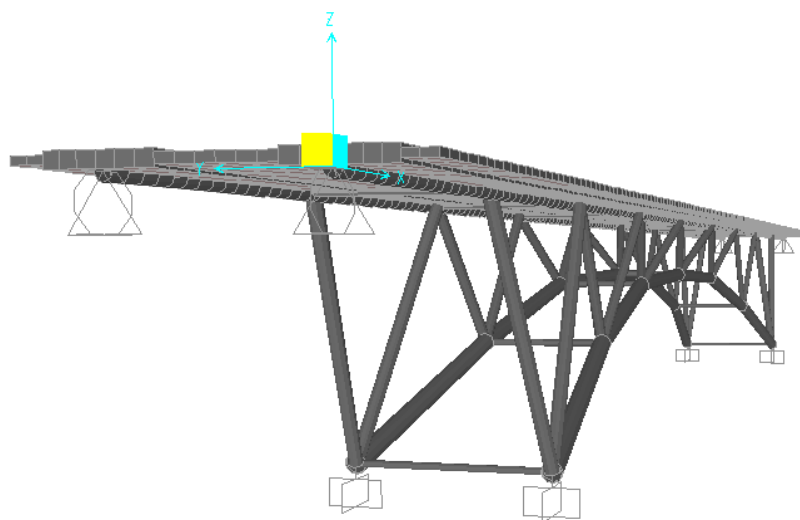


Fig.4.15. – Visualização 3D da estrutura em SAP2000



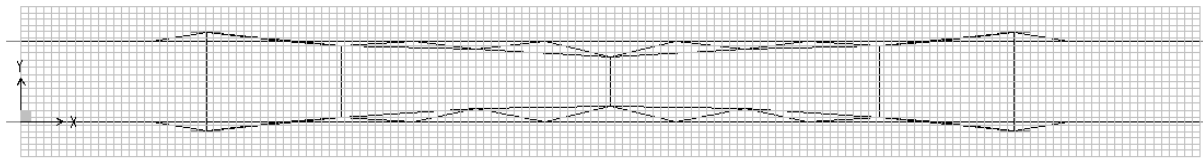


Fig.4.16. – Visualização em planta da estrutura em SAP2000

## 4.4. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES

### 4.4.1. INTRODUÇÃO

As acções a ter em conta para a análise da estrutura são definidas com base nos regulamentos europeus, principalmente no Eurocódigo 1, nas suas diferentes partes, no que respeita a acções actuantes em pontes.

Na falta de anexo nacional, foram tomados os valores recomendados pelo regulamento.

### 4.4.2. ACÇÕES PERMANENTES

#### 4.4.2.1. Peso próprio da estrutura

O peso próprio da estrutura foi quantificado pelo programa de cálculo, não sendo necessário atribuir cargas à estrutura para este efeito.

No programa de cálculo são atribuídos pesos volúnicos aos materiais que são utilizados, que por sua vez estão associados às secções dos elementos definidos. Assim, depois de modelada toda a estrutura, são atribuídos a todos os elementos as secções que se pretendem, sendo assim possível ter em conta o peso próprio da estrutura.

#### 4.4.2.2. Restantes cargas permanentes

As restantes cargas permanentes consistem no peso próprio da viga de bordadura, do pavimento, do passeio e de todas as guardas metálicas existentes, tal como são quantificadas em seguida:

- a área da viga de bordadura é de  $0,107 \text{ m}^2$ , logo, o seu peso próprio é  $2,68 \text{ kN/m}$ ;
- a área do maciço de suporte ao *rail* é  $0,09 \text{ m}^2$ , logo, o seu peso próprio é  $2,25 \text{ kN/m}$ ;
- sendo a espessura do pavimento de  $0,05$  metros e a largura da via de  $6,50$  metros, e considerando o seu peso volúmico de  $10,2 \text{ kN/m}^3$ , o seu peso próprio é  $0,51 \text{ kN/m}^2$ ;
- a área transversal do passeio é  $0,187 \text{ m}^2$ , logo, o seu peso próprio é  $4,50 \text{ kN/m}$ ;
- considerou-se  $0,5 \text{ kN/m}$  para o peso da guarda para peões e para o *rail*.

### 4.4.3. ACÇÕES VARIÁVEIS

#### 4.4.3.1. Acções de tráfego

Segundo o EC1, as acções de tráfego são aplicadas em vias fictícias que são definidas com base na largura total da faixa de tráfego. A largura da faixa,  $w$ , é medida entre bermas ou sistemas de retenção de veículos e não deve incluir a distância entre esses sistemas fixos e as bermas centrais nem a própria largura desses sistemas fixos.

Quadro 4.3. – Número e largura das vias fictícias (adaptado de [14])

Largura da faixa, $w$	Número de vias fictícias	Largura da via, $w_l$	Largura da área sobranete
$w < 5,4$	$n_l = 1$	3m	$w - 3m$
$5,4m \leq w < 6m$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6m \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3m	$w - 3 \times n_l$

Sendo a largura  $w$  de 5,50 m, a largura de cada uma das vias é  $w_l$  é de 2,25 m.

A via que proporciona o efeito mais desfavorável é numerada de LN1, a que proporciona o segundo efeito mais desfavorável é numerada de LN2, e assim sucessivamente. No caso do projecto em estudo, é indiferente pois apenas existem duas, logo, a análise é simétrica.

Para aplicação das forças de tráfego, existem diversos modelos de aplicação de cargas verticais, desde o Modelo de carga 1 (LM1) ao Modelo de carga 4 (LM4). No caso concreto deste projecto foi utilizado o modelo LM1 cuja aplicação consiste em cargas concentradas e uniformemente distribuídas, que abrangem a maior parte dos efeitos de tráfego de veículos pesados e automóveis, sendo utilizado para verificações gerais e locais.

Assim sendo, as cargas concentradas, conhecidas por *Tandem System* (TS), são concentradas em dois eixos, cada um com o seguinte peso:

$$Q_{TS} = \alpha_Q \cdot Q_k, \quad (4.1.)$$

sendo  $\alpha_Q$  um factor de ajuste.

Importa salientar que não é possível mais do que um sistema TS por via e este deve ser assumido ao longo do eixo dessa mesma via. Cada eixo desse sistema deve considerar duas rodas idênticas, sendo a carga por roda de metade do valor dado pela equação (4.1.). A superfície de contacto de cada uma dessas rodas deve ser tomada como um quadrado de lado de 0,4 metros.

A carga uniformemente distribuída, indicada por *UDL System*, apresenta o seguinte peso por m<sup>2</sup> de via imaginária:

$$q_{UDL} = \alpha_q \cdot q_k, \quad (4.2.)$$

em que  $\alpha_q$  é um factor de ajuste.

Na ausência de especificação concreta, os factores de ajustamento anteriormente referidos podem ser iguais à unidade. No entanto, no caso de pontes sem via específica para veículos pesados, como é o caso do projecto em estudo, são recomendados os seguintes valores:

$$\alpha_{Qi} \geq 0,8, \quad (4.3.)$$

$$i \geq 2, \alpha_{qi} \geq 1. \quad (4.4.)$$

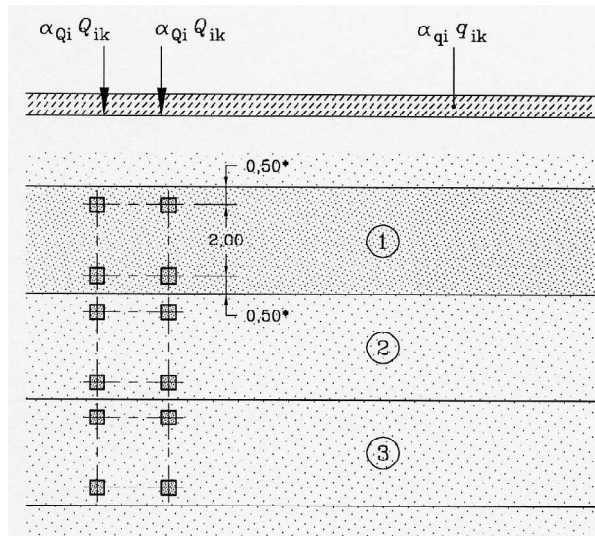


Fig.4.17. – Exemplo de aplicação do modelo de carga LM1 [14]

Apresentam-se em seguida os valores característicos das cargas a considerar neste modelo, indicados pelo regulamento europeu:

Quadro 4.4. – Valores característicos do LM1 (adaptado de [14])

Localização	Tandem System (TS)	UDL System
	Carga por eixo $Q_{ik}$ (kN)	$q_{ik}$ (kN/m <sup>2</sup> )
LN1	300	9
LN2	200	2,5
LN3	100	2,5
Outras LN	0	2,5
Área sobranete	0	2,5

Uma vez que estas cargas serão aplicadas aos elementos finitos é necessário que sejam quantificadas em termos de cargas por áreas. Assim sendo, multiplicando os valores do quadro 4.4. pelos coeficientes de ajuste e tendo em conta que os elementos finitos têm 0,4 m de lado (igual ao valor de contacto de cada roda), o peso de cada roda para a LN1 é de 750 kN/m<sup>2</sup> e para a LN2 de 500 kN/m<sup>2</sup>. As cargas distribuídas UDL são para a LN1 de 9 kN/m<sup>2</sup> e de 2,5 kN/m<sup>2</sup> para a LN2.

#### 4.4.3.2. Acções de travagem e aceleração

A força de travagem, dada por  $Q_{lk}$ , deve ser tomada como uma força longitudinal a actuar no final de cada via. O seu valor característico, limitado a 900 kN para a largura total da ponte, deve ser calculado como uma fracção do total das forças verticais correspondentes ao modelo LM1, susceptível de ser aplicado sobre a LN1, como se demonstra na seguinte expressão:

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L. \quad (4.5.)$$

Verificando também a seguinte condição,

$$180 \cdot \alpha_{q1} (kN) \leq Q_{lk} \leq 900 (kN). \quad (4.6.)$$

Tendo em conta os valores característicos apresentados anteriormente bem como os factores de ajuste, o valor a considerar para as acções de travagem e aceleração é de 445,95 kN.

#### 4.4.3.3. Acções nos guarda-rodas

A acção da colisão do veículo com o guarda-rodas deve ser tomada como uma força lateral igual a 100 kN, actuando a uma profundidade de 0,05 m abaixo do topo do lancil. Esta força deve ser considerada a actuar numa linha de 0,5 m de comprimento.

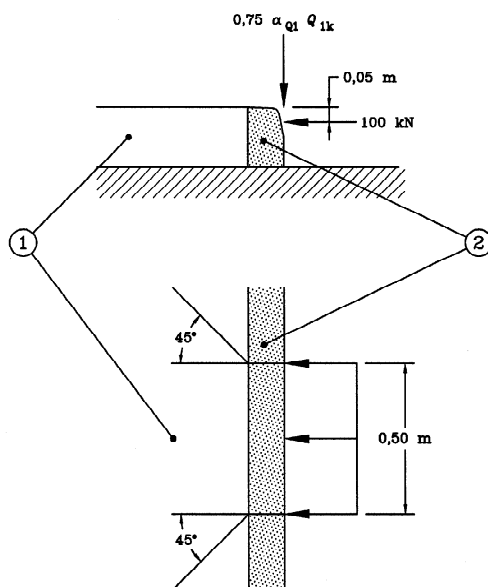


Fig.4.18. – Exemplo de aplicação da acção no guarda-rodas [14]

Os valores reduzidos desta acção são  $\Psi_0 = 0$ ,  $\Psi_1 = 0$  e  $\Psi_2 = 0$ .



Para efeitos de aplicação desta acção aos elementos finitos, procedeu-se como indicado no ponto anterior.

Os valores reduzidos desta acção são  $\Psi_0 = 0$ ,  $\Psi_1 = 0$  e  $\Psi_2 = 0$ .

#### 4.4.3.6. Acções em passeios

Para as pontes rodoviárias, que contenham passeios, o EC1 impõe que se considerem acções distribuídas dadas por  $q_{fk}$ , e acções concentradas dadas por  $Q_{fvk}$ .

Assim sendo, o valor característico da carga uniformemente distribuída deve ser tomado igual a 5 kN/m<sup>2</sup>.

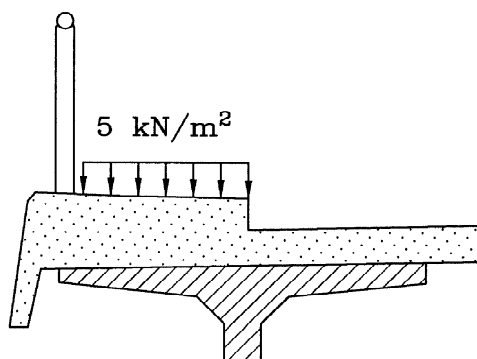


Fig.4.20. – Exemplo de aplicação da carga distribuída em passeios [14]

No que respeita à acção concentrada, o EC1 define que esta deve ser tomada igual a 10 kN, a actuar numa superfície quadrada de 0,10 m de lado. No entanto, esta força não será tida em conta, pois dadas as dimensões da estrutura, o seu efeito é insignificante quando comparado com o da carga uniformemente distribuída.

#### 4.4.3.7. Acção do vento

A quantificação da acção do vento é indicada na parte 4 do EC1, existindo recomendações específicas para pontes rodoviárias. Este regulamento, apenas se aplica a determinadas pontes com altura constante ou com secções transversais pré-definidas (secção em caixão, em laje vigada ou secção mista com vigas de alma cheia). À falta de anexo nacional que defina recomendações para o tipo de pontes como o caso em estudo, considerou-se a actuação do vento apenas no tabuleiro da ponte.

Um correcto estudo implicaria a construção de um modelo que permitisse a análise de ensaios em túnel de vento, mas para efeitos desta dissertação apenas foi estudada esta acção em termos estáticos, considerando forças equivalentes à acção do vento.

Assim sendo, segundo o EC1, a acção do vento em pontes tem de ser analisada segundo três direcções, nomeadamente, em  $x$  que corresponde à direcção perpendicular ao vão, em  $y$  que corresponde à direcção paralela ao vão e segundo a altura da ponte, em  $z$ .

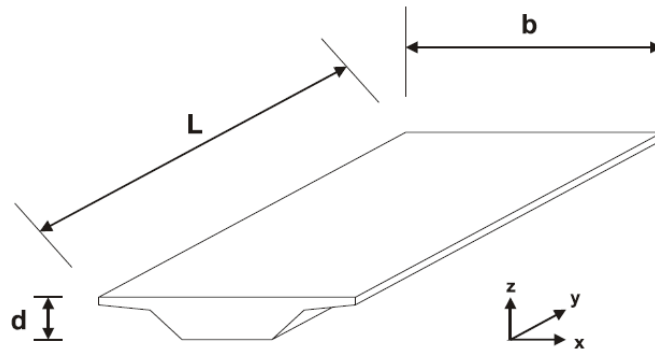


Fig.4.21. – Direcções de actuação do vento em pontes [14]

As forças em  $x$  e  $y$  não são normalmente consideradas em simultâneo e as forças em  $z$ , se desfavoráveis e significantes, devem ser tidas em conta simultaneamente com forças noutras direcções.

A velocidade do vento é então dada pela seguinte expressão:

$$v_b = c_d \cdot c_s \cdot v_{b,0}, \quad (4.7.)$$

em que  $c_d$  é um factor associado à direcção do vento,  $c_s$  é um factor relacionado com a época do vento e  $v_{b,0}$  é a velocidade de referência. Para estes factores, é recomendado que sejam iguais à unidade, uma vez que não são previsíveis fenómenos de instabilidade aerodinâmica.

Assumindo a velocidade de referência igual a 25 m/s, dada a falta de anexo nacional, a velocidade do vento é então dada por 25 m/s.

De acordo com a figura seguinte, o tipo de ponte em estudo insere-se no tipo definido na alínea a), uma vez que a ponte possui parapeitos, com mais do que 50% da sua superfície aberta.

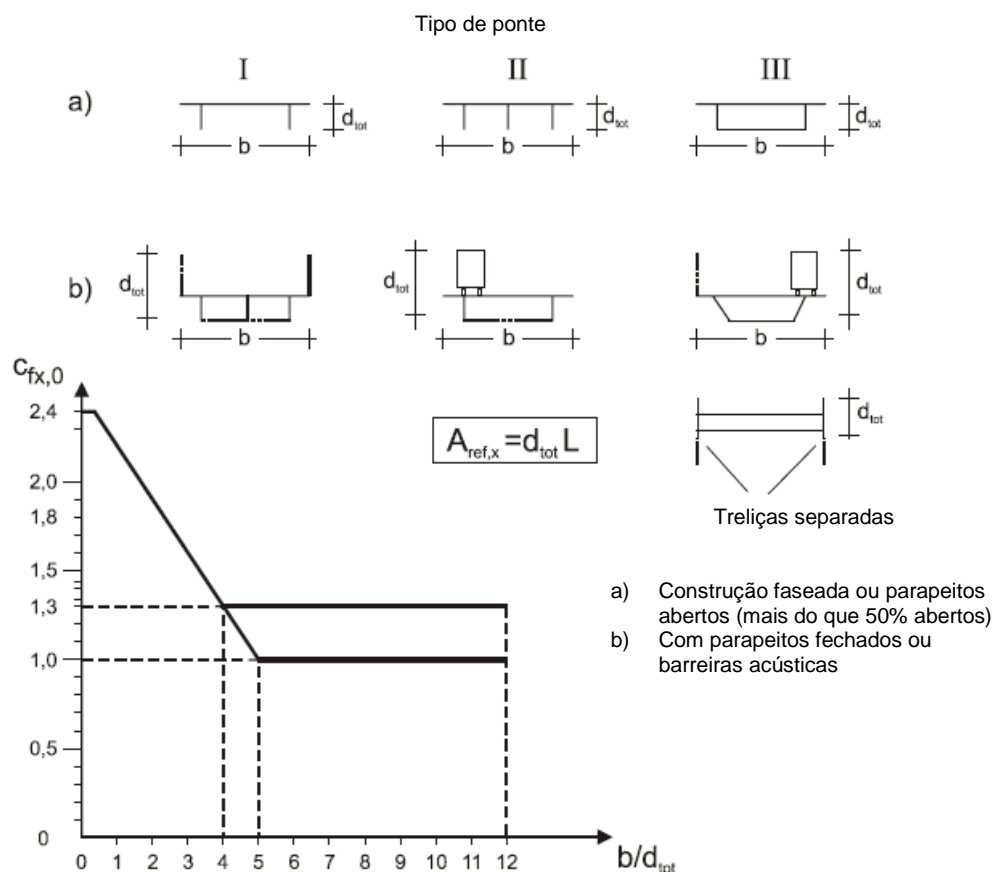


Fig.4.22. – Coeficiente de força na direcção  $x$ ,  $C_{fx,0}$  (adaptado de [14])

Para a direcção  $x$ , sendo a dimensão  $b$  de 9,7 m e  $d_{tot}$  de 0,4 m, o coeficiente  $C_{fx,0}$  assume o valor de 1,3.

Quadro 4.5. – Profundidade a usar para  $A_{ref,x}$  (adaptado de [14])

Sistemas de protecção rodoviária	Apenas num lado	Em ambos os lados
Parapeito aberto ou barreira de segurança (aberta)	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Parapeito sólido ou barreira de segurança (sólida)	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Parapeito aberto e barreira de segurança (aberta)	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

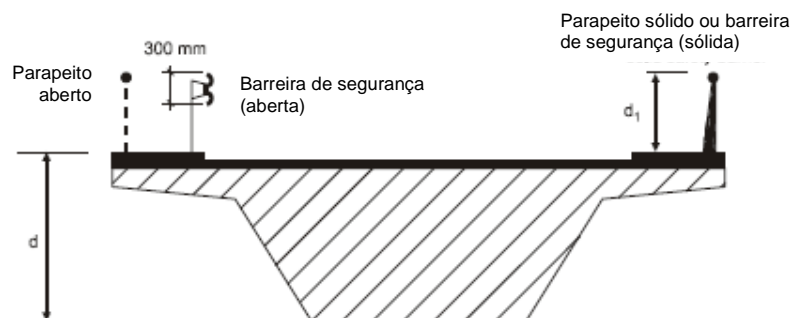


Fig.4.23. – Profundidade a usar para  $A_{ref,x}$  (adaptado de [14])



Tendo em conta o quadro 4.5. e considerando a figura 4.19., em que as guardas para peões e as guardas de restrição aos veículos podem ser consideradas abertas, o valor da área de aplicação do vento na direcção  $x$ ,  $A_{ref,x}$ , é  $124,8 \text{ m}^2$ .

Para quantificar a acção do vento, o EC1 indica o método simplificado, que para a direcção  $x$  é dado pela seguinte expressão:

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x}, \quad (4.8.)$$

sendo  $\rho$  a densidade do ar cujo valor é de  $1,25 \text{ kg/m}^3$ ,  $v_b$  a velocidade básica do vento,  $C$  o factor de carga do vento e  $A_{ref,x}$  a área de aplicação do vento.

O factor de carga do vento é dado pela expressão:

$$C = C_e \cdot C_{fx,0}, \quad (4.9.)$$

em que  $C_e$  é um factor de exposição.

Este factor é obtido, através do ábaco apresentado em seguida, que relaciona a altura acima do terreno (até ao centro de gravidade do tabuleiro) com o tipo de terreno onde a ponte vai ser implantada. No caso do projecto em estudo, por falta de informação detalhada, considerou-se terreno do tipo II (pouca vegetação e presença isolada de edifícios e árvores).

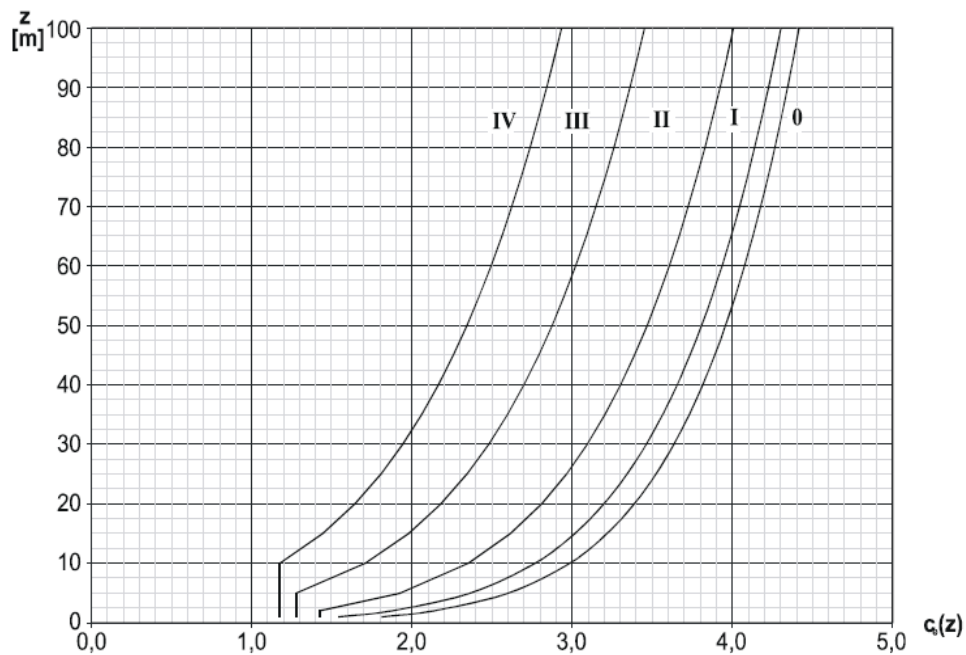


Fig.4.24. – Ábaco para obtenção do factor de exposição [14]

Sendo a altura acima do terreno de 15 m, do ábaco anterior vem o factor  $C_e(z)$  com o valor de 2,6, obtendo-se o valor do factor de carga  $C$  de 3,38.

A acção horizontal do vento na direcção transversal ao tabuleiro adquire assim o valor de 164,8 kN, o que ao longo dos 78 m de comprimento corresponde a uma carga linear de 2,11 kN/m.

No que respeita à acção horizontal segundo o eixo longitudinal da ponte, esta é indicada pelo EC1, para pontes em treliça, como 50% da força aplicada na direcção transversal. Assim sendo, o seu valor é de 82,4 kN, o que ao longo dos 9,7 m de largura corresponde a uma carga linear de 8,50 kN/m.

Quanto à direcção vertical de aplicação do vento, o coeficiente de força a ter em conta é de  $\pm 0,9$ , na ausência de testes de túnel de vento. Assim, a força segundo esta direcção – com sentido ascendente ou descendente – assume o valor de 266 kN, o que corresponde, em termos de força por área a um valor de  $\pm 0,35 \text{ kN/m}^2$ .

Os valores reduzidos desta acção são  $\Psi_0 = 0,6$ ,  $\Psi_1 = 0,2$  e  $\Psi_2 = 0$ .

#### 4.4.3.8. Acção da temperatura

Segundo o EC1, a acção da temperatura é dividida em duas componentes diferentes: a componente uniforme de temperatura em toda a estrutura e a variação diferencial de temperatura no tabuleiro.

Para quantificar estas componentes é necessário conhecer os valores da temperatura do ar do local onde a obra será implantada. Para tal, recorreu-se a dados do Instituto de Meteorologia (ver anexo A2) relativos ao período entre 1971 e 2000, observando-se as temperaturas máxima e mínima do ar, de aproximadamente  $40^\circ\text{C}$  e  $-3^\circ\text{C}$ , respectivamente.

Estes valores foram convertidos nas temperaturas máxima e mínima uniformes da ponte, segundo o ábaco do EC1 apresentado em seguida na figura 4.21.

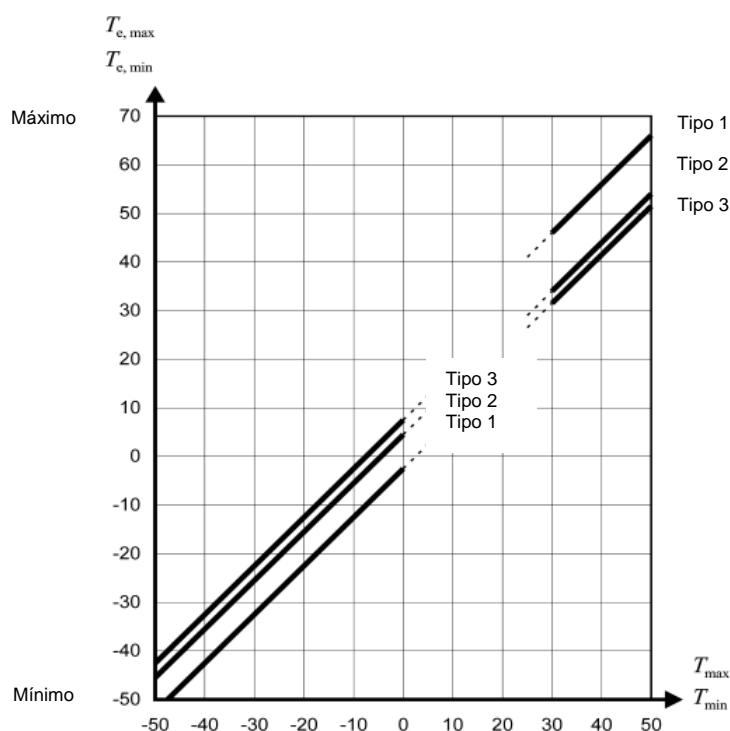


Fig.4.25. – Ábaco para obtenção dos valores de temperatura a aplicar na estrutura (adaptado de [14])

Tendo em conta que o projecto em estudo consiste numa ponte mista, a qual se insere no tipo 2, obtiveram-se os seguintes valores:  $T_{e,Max} = 45^{\circ}\text{C}$  e  $T_{e,min} = -8^{\circ}\text{C}$ .

No entanto, o valor do intervalo de temperatura uniforme na ponte depende ainda da temperatura inicial da estrutura,  $T_0$ , no momento em que é restringida. Considerando esta temperatura igual a  $20^{\circ}\text{C}$ , o valor característico da máxima contracção da temperatura uniforme bem como o valor máximo da sua expansão são dados pelas seguintes expressões, respectivamente:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}, \quad (4.10.)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0. \quad (4.11.)$$

Assim sendo, os valores de  $\Delta T_{N,con}$  e  $\Delta T_{N,exp}$  são, respectivamente, de  $-28^{\circ}\text{C}$  e  $25^{\circ}\text{C}$ .

As variações diferenciais de temperatura são obtidas com base no quadro seguinte, baseadas numa superfície de 50 mm de espessura para pontes rodoviárias. O efeito da componente vertical dessas variações deve ser considerado usando um componente equivalente de temperatura linear,  $\Delta T_{M,quente}$  e  $\Delta T_{M,frio}$ . Estes valores devem ser aplicados entre a parte superior e inferior do pavimento.

Quadro 4.6. – Variação diferencial linear de temperatura (adaptado de [14])

Tipo de Tabuleiro	Topo mais quente que a base	Base mais quente que o topo
	$\Delta T_{M,quente} (^{\circ}\text{C})$	$\Delta T_{M,frio} (^{\circ}\text{C})$
Tipo 1: tabuleiro metálico	18	13
Tipo 2: tabuleiro misto	15	18
Tipo 3: tabuleiro em betão:		
- Caixaão	10	5
- Laje vigada	15	8
- Laje	15	8

Os valores de  $\Delta T_{M,quente}$  e  $\Delta T_{M,frio}$ , tendo em conta o tipo de tabuleiro, são de  $15^{\circ}\text{C}$  e  $18^{\circ}\text{C}$ , respectivamente.

Os valores reduzidos desta acção são  $\Psi_0 = 0,6$ ,  $\Psi_1 = 0,6$  e  $\Psi_2 = 0,5$ .

#### 4.4.3.9. Grupos de cargas

De forma a considerar a ocorrência simultânea de várias acções, nomeadamente do modelo de carga de tráfego LM1, das forças horizontais tais como as forças de travagem e aceleração bem como as acções em passeios, anteriormente quantificadas, devem ser tidas em conta pela consideração de grupos de cargas tal como definido no quadro seguinte.

Quadro 4.7. – Grupos de cargas de tráfego [14]

		CARRIAGEWAY						FOOTWAYS AND CYCLE TRACKS
Load type		Vertical forces				Horizontal forces		Vertical forces only
Reference		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Load system		LM1 (TS and UDL systems)	LM2 (Single axle)	LM3 (Special vehicles)	LM4 (Crowd loading)	Braking and acceleration forces	Centrifugal and transverse forces	Uniformly Distributed load
Groups of Loads	gr1a	Characteristic values				<sup>a</sup>	<sup>a</sup>	Combination value <sup>b</sup>
	gr1b		Characteristic value					
	gr2	Frequent values <sup>b</sup>				Characteristic value	Characteristic value	
	gr3 <sup>d</sup>							Characteristic value <sup>c</sup>
	Gr4				Characteristic value			Characteristic value <sup>b</sup>
	Gr5	See annex A		Characteristic value				
Dominant component action (designated as component associated with the group)								
<sup>a</sup> If specified, may be defined in the National Annex. <sup>b</sup> May be defined in the National Annex. <sup>c</sup> See 5.3.2.1-(2). One footway only should be considered to be loaded if the effect is more unfavourable than the effect of two loaded footways. <sup>d</sup> This group is irrelevant if gr4 is considered.								

Os grupos de cargas considerados foram gr1a e gr2.

Os valores reduzidos a considerar são:

- TS:  $\Psi_0 = 0,75$ ,  $\Psi_1 = 0,75$  e  $\Psi_2 = 0$ ;
- UDL:  $\Psi_0 = 0,4$ ,  $\Psi_1 = 0,4$  e  $\Psi_2 = 0$ ;
- Passeio:  $\Psi_0 = 0,4$ ,  $\Psi_1 = 0,4$  e  $\Psi_2 = 0$ .

#### 4.4.4. EFEITOS DIFERIDOS DO BETÃO

##### 4.4.4.1. Efeito da fluência

Para analisar a influência e a variabilidade do efeito da fluência no betão, consideraram-se 3 níveis de humidade relativa ambiente, nomeadamente, 50, 60 e 70% e 3 datas distintas de aplicação do carregamento, as quais são:

- 14 dias para o betão C35/45 (das placas pré-fabricadas) e 7 dias para o betão C30/37 (selagem das placas);
- 21 dias para o betão C35/45 e 14 dias para o betão C30/37;
- 28 dias para o betão C35/45 e 21 dias para o betão C30/37.

Apenas se consideraram estes parâmetros pois são factores extrínsecos com relativa influência na variabilidade deste efeito e dos quais não se tem informação detalhada no projecto fornecido. A diferença de idades na data de carregamento serve apenas para distinguir as lajes pré-fabricadas do betão colocado *in situ*. Estabelecendo combinações entre as humidades e as datas de carregamento, obtiveram-se 9 casos de análise da fluência e da retracção. Considerou-se ainda a classe de cimento do tipo R e que o instante  $t$  de análise é de 20000 dias, o que corresponde aproximadamente a 55 anos.

Para o cálculo da fluência segundo o EC2, através das equações (3.7.) a (3.21.), obtiveram-se os coeficientes de fluência seguidamente apresentados. Estes poderiam ser utilizados para calcular a extensão de fluência, tal como indicado na equação (3.7) ou para obter um módulo de elasticidade efectivo para os diferentes tipos de betão. Optou-se por esta última opção, dada a facilidade de aplicação na modelação com elementos finitos. Esta metodologia está relacionada com o modelo algébrico referenciado em 3.2.4. desta dissertação, como se observa pelas expressões seguintes:

$$\varepsilon_c(t_\infty, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} + \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} \cdot (1 + \varphi), \quad (4.12.)$$

$$\varepsilon_c(t_\infty, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_{c,eff}}, \text{ com } E_{c,eff} = \frac{E_c(t_0)}{1 + \psi_L \varphi}. \quad (4.13.)$$

$$f_{cm}(t_0) = \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cm} \quad (4.14.)$$

$$E_{cm}(t_0) = \left( \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (4.15.)$$

Assim sendo, obtiveram-se os seguintes valores:

- Caso 1: RH = 50%;  $t_0(\text{C30/37}) = 7$  dias;  $t_0(\text{C35/45}) = 14$  dias

Quadro 4.8. – Coeficiente de fluência e módulo de elasticidade efectivo (caso 1)

Betão	Dias ( $t$ )	$\beta_c(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$	$E_{c,eff}$ (GPa)
C30/37	20000	0,984	2,18	9,77
C35/45	20000	0,989	2,01	11,00

- Caso 2: RH = 50%;  $t_0(\text{C30/37}) = 14$  dias;  $t_0(\text{C35/45}) = 21$  dias

Quadro 4.9. – Coeficiente de fluência e módulo de elasticidade efectivo (caso 2)

Betão	Dias ( $t$ )	$\beta_c(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$	$E_{c,eff}$ (GPa)
C30/37	20000	0,984	2,00	10,74
C35/45	20000	0,989	1,91	11,55

- Caso 3: RH = 50%;  $t_0(\text{C30/37}) = 21$  dias;  $t_0(\text{C35/45}) = 28$  dias

Quadro 4.10. – Coeficiente de fluência e módulo de elasticidade efectivo (caso 3)

Betão	Dias ( $t$ )	$\beta_c(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$	$E_{c,eff}$ (GPa)
C30/37	20000	0,984	1,88	11,35
C35/45	20000	0,989	1,81	12,09

- Caso 4: RH = 60%;  $t_0(\text{C30/37}) = 7$  dias;  $t_0(\text{C35/45}) = 14$  dias

Quadro 4.11. – Coeficiente de fluência e módulo de elasticidade efectivo (caso 4)

Betão	Dias ( $t$ )	$\beta_c(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$	$E_{c,eff}$ (GPa)
C30/37	20000	0,984	2,02	10,28
C35/45	20000	0,989	1,86	11,59

- Caso 5: RH = 60%;  $t_0(\text{C30/37}) = 14$  dias;  $t_0(\text{C35/45}) = 21$  dias

Quadro 4.12. – Coeficiente de fluência e módulo de elasticidade efectivo (caso 5)

Betão	Dias ( $t$ )	$\beta_c(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$	$E_{c,eff}$ (GPa)
C30/37	20000	0,984	1,85	11,28
C35/45	20000	0,989	1,77	12,15

- Caso 6: RH = 60%;  $t_0(\text{C30/37}) = 21$  dias;  $t_0(\text{C35/45}) = 28$  dias

Quadro 4.13. – Coeficiente de fluência e módulo de elasticidade efectivo (caso 6)

Betão	Dias ( $t$ )	$\beta_c(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$	$E_{c,eff}$ (GPa)
C30/37	20000	0,984	1,75	11,91
C35/45	20000	0,989	1,68	12,71

- Caso 7: RH = 70%;  $t_0(\text{C30/37}) = 7$  dias;  $t_0(\text{C35/45}) = 14$  dias

Quadro 4.14. – Coeficiente de fluência e módulo de elasticidade efectivo (caso 7)

Betão	Dias ( $t$ )	$\beta_c(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$	$E_{c,eff}$ (GPa)
C30/37	20000	0,98	1,87	10,84
C35/45	20000	0,99	1,71	12,23

- Caso 8: RH = 70%;  $t_0(\text{C30/37}) = 14$  dias;  $t_0(\text{C35/45}) = 21$  dias

Quadro 4.15. – Coeficiente de fluência e módulo de elasticidade efectivo (caso 8)

Betão	Dias ( $t$ )	$\beta_c(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$	$E_{c,eff}$ (GPa)
C30/37	20000	0,98	1,71	11,88
C35/45	20000	0,99	1,62	12,82

- Caso 9: RH = 70%;  $t_0(\text{C30/37}) = 21$  dias;  $t_0(\text{C35/45}) = 28$  dias

Quadro 4.16. – Coeficiente de fluência e módulo de elasticidade efectivo (caso 9)

Betão	Dias ( $t$ )	$\beta_c(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$	$E_{c,eff}$ (GPa)
C30/37	20000	0,984	1,61	12,52
C35/45	20000	0,989	1,54	13,39

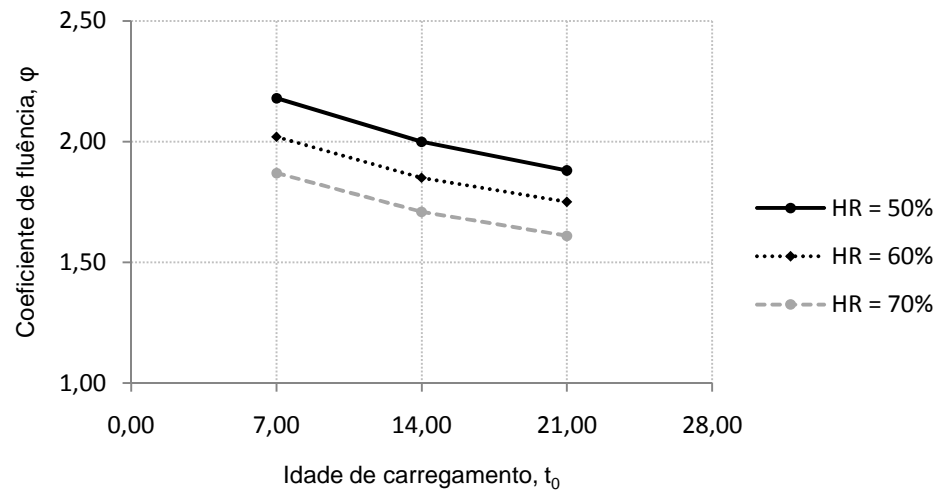


Fig.4.26. – Gráfico com variação do coeficiente de fluência com a idade de carregamento (betão C30/37)

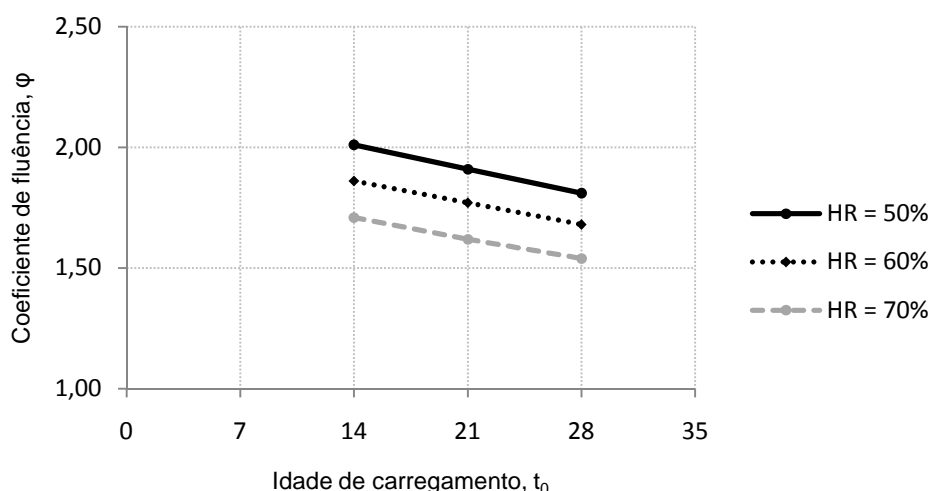


Fig.4.27. – Gráfico com variação do coeficiente de fluência com a idade de carregamento (betão C35/45)

A exemplificação dos cálculos para o caso 7 encontra-se no anexo A3, relativo a cálculos auxiliares.

No capítulo seguinte observam-se as variações de esforços, tensões e deslocamentos para todos estes casos. No entanto, para a análise global da estrutura utilizam-se apenas três destes casos para a actuação simultânea com a retracção, nomeadamente os valores máximos, médios e mínimos do coeficiente de fluência para cada tipo de betão, a que correspondem os casos de análise 1, 5 e 9. Estes módulos de elasticidade são considerados na modelação em que apenas actuam as cargas permanentes.

#### 4.4.4.2. Efeito da retracção

Para analisar a influência e a variabilidade do efeito da retracção no betão, à semelhança do que se sucedeu com a fluência, consideraram-se 3 níveis de humidade relativa ambiente, nomeadamente, 50, 60 e 70%. Não foram consideradas variações no tempo  $t_s$ , dado que este parâmetro pouca influência tem quando comparado com o tempo de análise da retracção total, 20000 dias.

Para o cálculo da retracção segundo o EC2, através das equações (3.42.) a (3.50.), obtiveram-se os seguintes valores:

- Caso 1: HR = 50%

Quadro 4.17. – Valores parciais e total da retracção (caso 1)

Betão	Dias (t)	Retracção: secagem		Retracção: autogénea		Total
		$\beta_{ds}(t, t_s)$	$\epsilon_{cd}(t)$	$\beta_{as}(t)$	$\epsilon_{ca}(t)$	$\epsilon_{cs}(t)$
C30/37	20000	0,972	4,54E-04	1,00	5,00E-05	5,04E-04
C35/45	20000	0,986	4,60E-04	1,00	6,25E-05	5,23E-04



- Caso 2: HR = 60%

Quadro 4.18. – Valores parciais e total da retracção (caso 2)

Betão	Dias (t)	Retracção: secagem		Retracção: autogénea		Total
		$\beta_{ds}(t, t_s)$	$\varepsilon_{cd}(t)$	$\beta_{as}(t)$	$\varepsilon_{ca}(t)$	$\varepsilon_{cs}(t)$
C30/37	20000	0,972	4,07E-04	1,00	5,00E-05	4,57E-04
C35/45	20000	0,986	4,12E-04	1,00	6,25E-05	4,75E-04

- Caso 3: HR = 70%

Quadro 4.19. – Valores parciais e total da retracção (caso 3)

Betão	Dias (t)	Retracção: secagem		Retracção: autogénea		Total
		$\beta_{ds}(t, t_s)$	$\varepsilon_{cd}(t)$	$\beta_{as}(t)$	$\varepsilon_{ca}(t)$	$\varepsilon_{cs}(t)$
C30/37	20000	0,972	3,41E-04	1,00	5,00E-05	3,91E-04
C35/45	20000	0,986	3,45E-04	1,00	6,25E-05	4,08E-04

A exemplificação dos cálculos para o caso 3 encontra-se no anexo A3, relativo a cálculos auxiliares.

Estas extensões são aplicadas à estrutura considerando uma variação de temperatura equivalente, dada a sua maior facilidade de aplicação aos elementos finitos.

A temperatura a aplicar é obtida da seguinte forma:

$$\varepsilon_{cs} = \alpha \cdot \Delta T \Leftrightarrow \Delta T = \frac{\varepsilon_{cs}}{\alpha} . \quad (4.16.)$$

Nesta expressão, o coeficiente  $\alpha$  corresponde ao coeficiente de dilatação térmica do betão, cujo valor é de  $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ . Assim sendo, as temperaturas a aplicar de forma a simular o encurtamento do betão (valores negativos de temperatura) são:

Quadro 4.20. – Variações uniformes de temperatura simulando a retracção

$\Delta T (^{\circ}\text{C})$			
Betão	Caso 1	Caso 2	Caso 3
C30/37	-50,40	-45,70	-39,10
C35/45	-52,30	-47,50	-40,80

Estas variações de temperatura são aplicadas na modelação da estrutura em que não existem acções permanentes nem variáveis, ou seja, apenas se considera a retracção com a fluência (dado que a tempo infinito não ocorre retracção sem fluência). Assim, de acordo com a expressão (3.6.), o módulo de elasticidade efectivo a considerar dada a existência de retracção e fluência é dado por:

$$E_{c,eff} = \frac{E_c(t_0)}{1 + \psi_L \varphi}, \quad (4.17)$$

em que  $\psi_L$  assume o valor de 0,55 tendo em conta o efeito da retracção.

Associando os casos de fluência escolhidos aos três casos de retracção com a mesma humidade relativa (casos 1,2 e 3 da retracção com os casos 1, 5 e 9 da fluência, respectivamente), obtém-se os seguintes módulos de elasticidade a aplicar na estrutura:

Quadro 4.21. – Módulos de elasticidade efectivos para a actuação da retracção

	$E_{c,eff}$ (GPa)		
Betão	Caso 1	Caso 2	Caso 3
C30/37	14,13	15,96	17,34
C35/45	15,75	17,04	18,41

## 4.5. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

### 4.5.1. INTRODUÇÃO

Uma vez que os efeitos diferidos não apresentam grande importância na verificação aos estados limite últimos, neste trabalho apenas se consideram as combinações de estados limite de serviço.

Existem indicações exactas no que respeita às combinações de acções a ter em conta nas pontes rodoviárias, as quais vêm definidas no Anexo A2 do EC1, sendo indicadas em seguida.

Assim sendo, para qualquer combinação de acções variáveis de tráfego com outras acções variáveis específicas, os grupos de cargas devem ser tidos em conta como uma única acção variável.

O modelo de carga de tráfego LM2 (ou o grupo de cargas gr1b associado) e a acção concentrada em passeios não devem ser combinados com qualquer outra acção variável não rodoviária.

Nenhuma acção do vento devem ser combinado com:

- forças de travagem e aceleração em pontes rodoviárias ou forças centrífugas ou o grupo gr2;
- forças nos passeios ou com o grupo gr2;
- modelo de carga LM4 ou gr4.

As acções do vento e as acções térmicas não devem ser tidas em simultâneo, salvo especificação para condições climáticas locais.

No que se refere aos coeficientes  $\psi$ , para as acções de tráfego, um único valor deve ser aplicado a um grupo de cargas, e tomado como igual ao valor  $\psi$  aplicável às principais componentes do grupo.

#### 4.5.2. ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO

No que se refere aos ELS, na secção 7 do EC4, é preconizado que estes sejam analisados segundo os princípios referidos no EC0 e que tais verificações sejam feitas tanto para as fases construtivas assim como para as situações a longo prazo. No entanto, como já referido anteriormente, tendo em conta que o processo construtivo não influencia o desenvolvimento dos efeitos diferidos, apenas se analisa a estrutura a longo prazo.

O EC4 indica que em serviço sejam verificadas as tensões impostas ao betão por meio das combinações características e quase-permanente de acções, a deformação em termos de deslocamentos verticais e a fendilhação do betão por meio da combinação quase-permanente de acções.

No que se refere à verificação da deformação na estrutura, o EC4 indica que esta se faça em termos de deslocamentos e de vibrações, não sendo esta última analisada na presente dissertação.

As combinações característica e quase-permanente de acções tidas em conta, respectivamente, são apresentadas em seguida:

$$E_d = \sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (4.19.)$$

$$E_d = \sum G_{k,j} + \psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (4.20.)$$



# 5

## ANÁLISE DA ESTRUTURA

### 5.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo procede-se à apresentação dos resultados obtidos da estrutura, com base nas acções e respectivas combinações indicadas no capítulo anterior, bem como nas três modelações efectuadas (somente acções variáveis; acções permanentes com efeito da fluência; retracção com efeito da fluência) para ter em conta os efeitos diferidos do betão.

O comportamento global da estrutura é analisado com base na soma linear dos resultados obtidos das três modelações efectuadas. No entanto, apresentam-se inicialmente os resultados de cada uma individualmente de forma a averiguar a sensibilidade da estrutura a cada um destes efeitos, principalmente pela variabilidade de alguns parâmetros extrínsecos ao betão.

Os resultados apresentados são devidamente avaliados e comentados para possibilitar uma adequada compreensão acerca da influência dos efeitos diferidos numa estrutura mista, tanto em termos de esforços na estrutura metálica como de tensões e deslocamentos na laje de betão.

Apesar de apenas se pretender uma análise aos efeitos diferidos do betão, apresenta-se no final deste capítulo uma breve verificação regulamentar aos ELS, averiguando o cumprimento ou não dos limites impostos quer em termos de tensões quer em termos de deslocamentos verticais.

Apesar da fendilhação ser um aspecto importante em estruturas mistas, este aspecto não é analisado detalhadamente nesta dissertação, pois como referido anteriormente, apenas se procedeu a uma análise linear elástica da estrutura.

Importa salientar que, nesta verificação, caso se observem valores para além dos limites impostos pelos regulamentos, não surge no âmbito desta dissertação efectuar alterações à estrutura de forma a cumprir tais limites. No entanto, após analisados todos os resultados e efectuadas as verificações regulamentares, efectuam-se recomendações, cujo objectivo visa serem tomadas medidas efectivas em projecto e em obra que minimizem os efeitos da retracção e da fluência.

## 5.2. RESULTADOS

### 5.2.1. COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA ÀS ACÇÕES VARIÁVEIS

#### 5.2.1.1. Esforços nas barras metálicas

Apresentam-se em seguida os valores máximos dos esforços registados nas barras metálicas em três pontos da treliça para as combinações características de acções: a  $\frac{1}{2}$  vão da corda superior, na ligação da corda inferior ao apoio e a  $\frac{1}{2}$  vão da corda inferior.

Quadro 5.1. – Esforços máximos nas barras da estrutura metálica (somente acções variáveis)

Barras	$N_t$ (kN)	$N_c$ (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Corda superior a $\frac{1}{2}$ vão	1008,487	-873,578	288,443	123,183	50,070	74,277
Corda inferior a $\frac{1}{2}$ vão	2003,502	-998,611	12,996	28,873	136,735	79,887
Ligação						
Corda inferior/apoio	463,583	-1892,997	656,877	176,504	99,075	219,524

#### 5.2.1.2. Tensões na laje de betão

Apresentam-se em seguida os valores máximos das tensões aplicadas no betão quando actuam somente as acções variáveis na estrutura, para as combinações características e quase-permanentes de acções. Os valores apresentados correspondem à zona a  $\frac{1}{2}$  vão da laje de betão e à zona sobre o nó mais solicitado da treliça.

Nos quadros seguintes, os valores apresentados com sinal negativo correspondem a tensões de compressão, correspondendo os restantes a tensões de tracção. Do mesmo modo, a tensão  $\sigma_{11}$  é a que ocorre segundo a direcção longitudinal da ponte (direcção x) e a  $\sigma_{22}$  é a que surge segundo a direcção transversal (direcção y).

Quadro 5.2. – Tensões máximas na laje de betão a  $\frac{1}{2}$  vão (somente acções variáveis)

Tensões	Combinação característica	Combinação quase-permanente
$\sigma_{11}$ (kPa)	Topo	629,040
		258,240
	Base	-5480,63
		-794,570
$\sigma_{22}$ (kPa)	Topo	3803,860
		364,460
	Base	-1658,770
		-1121,420
$\sigma_{22}$ (kPa)	Topo	555,850
		374,360
	Base	-6608,990
		-121,670
$\sigma_{22}$ (kPa)	Topo	6945,820
		206,120
	Base	-915,590
		-634,210

Quadro 5.3. – Tensões máximas na laje de betão sobre o nó da treliça (somente acções variáveis)

Tensões	Combinação característica	Combinação quase-permanente
$\sigma_{11}$ (kPa)	Topo	5297,070
		66,750
	Base	-4238,960
		-205,390
$\sigma_{22}$ (kPa)	Topo	2658,580
		385,360
	Base	-6987,420
		-1185,720
$\sigma_{22}$ (kPa)	Topo	3395,100
		250,090
	Base	-978,650
		-207,910
$\sigma_{22}$ (kPa)	Topo	2132,380
		209,450
	Base	-5513,240
		-68,070

#### 5.2.1.3. Deslocamentos verticais

Apresentam-se em seguida os valores máximos dos deslocamentos registados na estrutura nas direcções longitudinal e vertical da ponte para as combinações quase-permanentes de acções. Assim sendo, apresentam-se os resultados obtidos para  $\frac{1}{2}$  vão da laje bem como para o ponto da corda inferior a  $\frac{1}{2}$  vão da ponte.

Nos quadros seguintes, o deslocamento indicado como U1 corresponde ao deslocamento segundo a direcção longitudinal e U3 é o deslocamento vertical da ponte.

Quadro 5.4. – Deslocamentos máximos verticais (somente acções variáveis)

Ponto da estrutura	Deslocamento U1 (m)	Deslocamento U3 (m)
$\frac{1}{2}$ vão da laje	0,00844	-0,00235
$\frac{1}{2}$ vão da corda inferior	0,00000	-0,00277

Apresenta-se em seguida o gráfico com o desenvolvimento dos deslocamentos verticais ao longo da estrutura, considerando apenas acções variáveis.

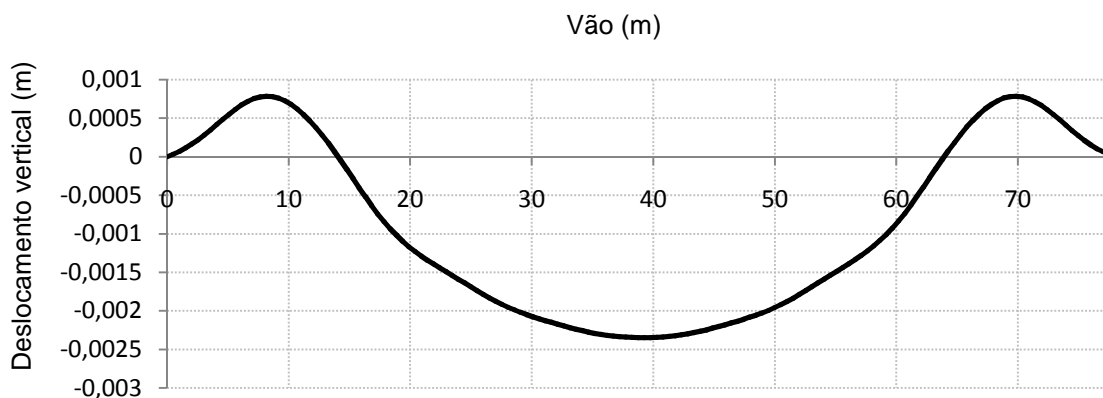


Fig.5.1. – Deslocamentos na laje de betão (somente acções variáveis)

### 5.2.2. COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA ÀS ACÇÕES PERMANENTES

Apresentam-se em seguida os resultados obtidos tendo em conta a modelação em que apenas se consideraram as cargas permanentes sob acção da fluência. Como referido no capítulo 4, efectuaram-se 9 casos de análise para esta situação de forma a averiguar a maior ou menor sensibilidade da estrutura à variabilidade de alguns parâmetros que induzem a fluência, tais como a humidade relativa e a idade de carregamento do betão.

#### 5.2.2.1. Esforços nas barras metálicas

Como referido anteriormente, obtiveram-se os esforços em dois nós da estrutura metálica, nomeadamente, na ligação da corda inferior com o apoio e a  $\frac{1}{2}$  vão da corda inferior. No entanto, apenas se procede à apresentação dos resultados obtidos para este primeiro ponto, expondo no anexo A4 todas as tabelas utilizadas bem como os gráficos obtidos para o outro nó da estrutura, cujos desenvolvimentos e conclusões são idênticas.

Assim sendo, através da observação dos gráficos seguintes, é possível analisar a sensibilidade da estrutura (em termos dos esforços na estrutura metálica) ao efeito da fluência, a qual é avaliada pela variação dos parâmetros referidos que lhe estão associados.

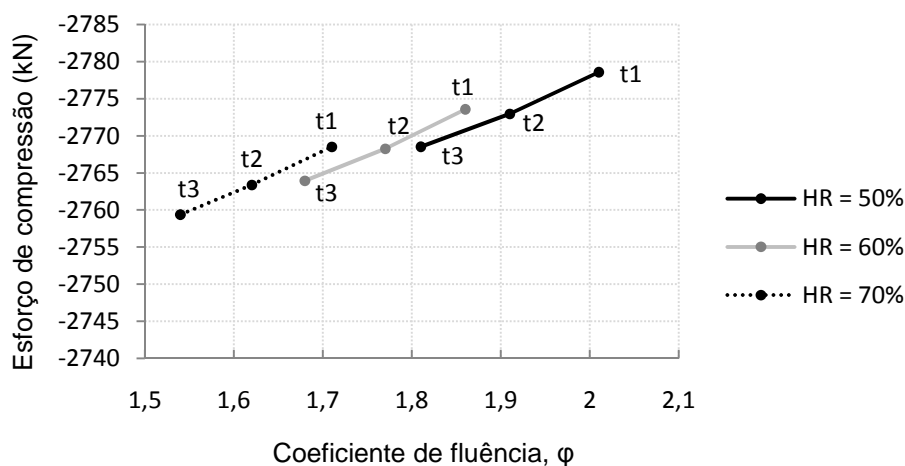


Fig.5.2. – Evolução dos esforços pela variação do coeficiente de fluência (somente acções permanentes)



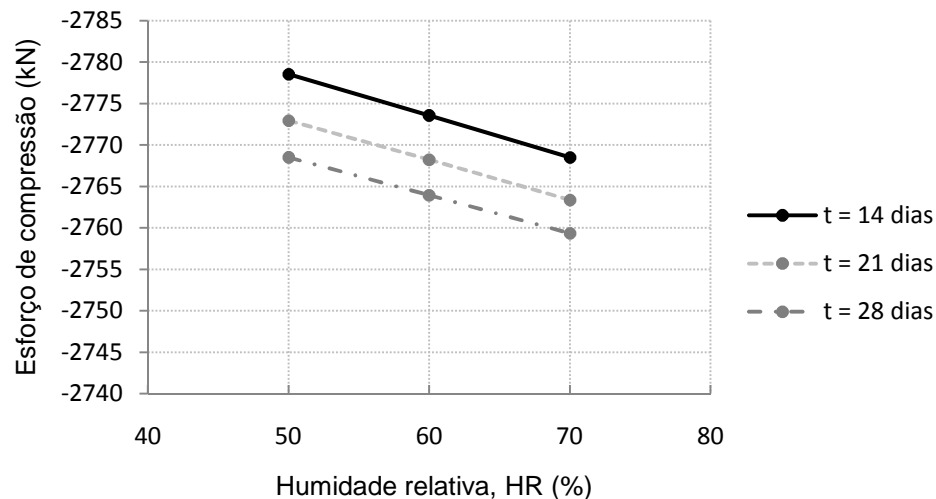


Fig.5.3. – Evolução dos esforços pela variação da humidade relativa (somente acções permanentes)

Como se pode observar pela figura 5.2. acima apresentada, à medida que a fluência do betão aumenta, ocorre um aumento generalizado do esforço axial de compressão no nó de ligação da corda inferior ao apoio. O mesmo sucede com as restantes barras da treliça metálica, evidenciando o seu comportamento em arco.

Dessa figura, é ainda possível verificar que a fluência do betão será menor quanto maior for a humidade relativa ambiente ou maior a idade de carregamento do betão, verificando-se esforços menores para humidades relativas mais altas.

Analisando a figura 5.3. acima apresentada, verifica-se que os esforços na estrutura metálica diminuem de forma idêntica quando se aumenta a humidade relativa bem como quando se aumenta a idade de carregamento, ou seja, obtém-se valores idênticos de esforços quando se considera um aumento de 7 dias na idade de carregamento ou quando se considera um aumento de 10% na humidade relativa ambiente. Pode assim afirmar-se que a estrutura é igualmente influenciada pela modificação de qualquer um destes parâmetros, verificando-se no entanto que, pelas pequenas variações de esforços registadas, a estrutura é pouco sensível a estas alterações.

#### 5.2.2.2. Tensões na laje de betão

Como referido anteriormente, obtiveram-se as tensões em duas zonas da laje de betão, nomeadamente a  $\frac{1}{2}$  vão da laje (na fibra inferior) e a zona sobre o nó mais solicitado da treliça metálica (na fibra superior). No entanto, apenas se procede neste momento à apresentação dos resultados obtidos a  $\frac{1}{2}$  vão da laje, expondo no anexo A4 todas as tabelas utilizadas bem como os gráficos obtidos para a zona da laje sobre o nó da treliça.

Assim sendo, através da observação dos gráficos seguintes, é possível analisar a sensibilidade da estrutura (em termos de tensões na laje de betão) ao efeito da fluência, a qual é avaliada pela variação dos parâmetros referidos que lhe estão associados.

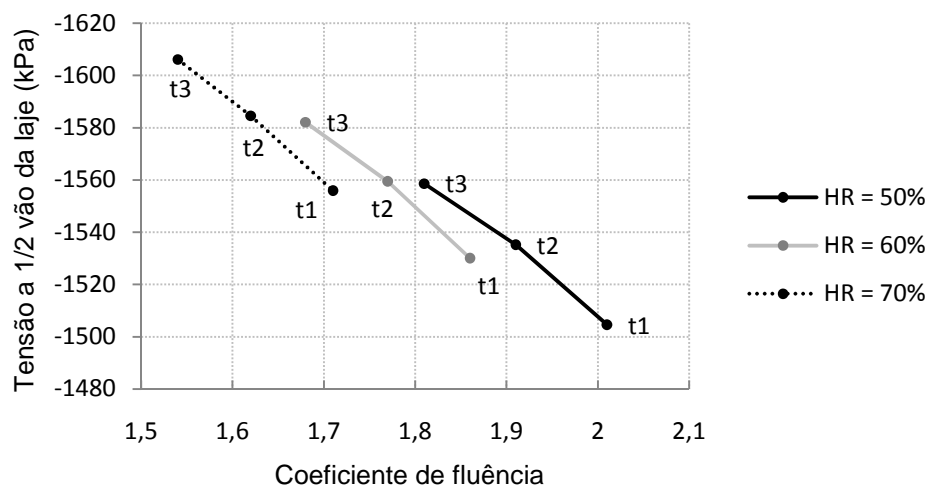


Fig.5.4. – Evolução das tensões pela variação do coeficiente de fluência (somente acções permanentes)

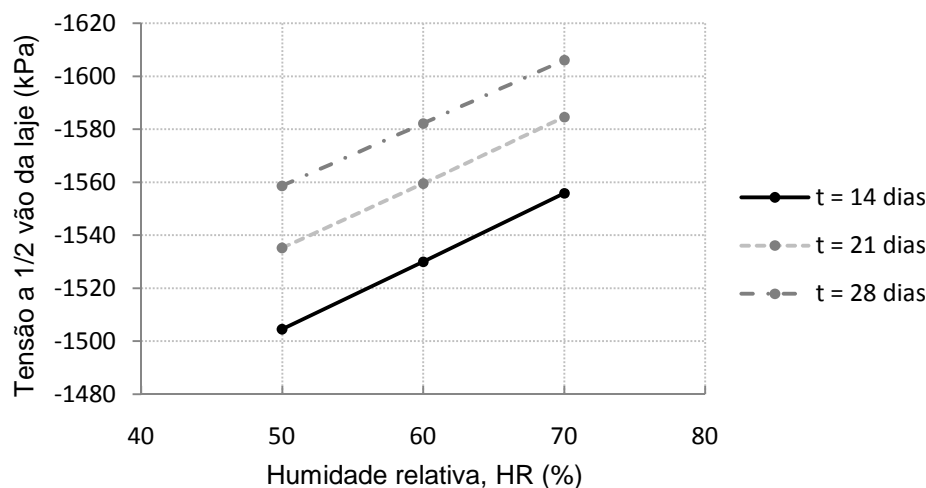


Fig.5.5. – Evolução das tensões pela variação da humidade relativa (somente acções permanentes)

Observando o gráfico da figura 5.4. é possível verificar uma diminuição das tensões aplicadas na laje de betão à medida que se aumenta o coeficiente de fluência. Comparando com a figura 5.2., verifica-se que esta diminuição está directamente associada ao aumento dos esforços nas barras da treliça metálica, ou seja, à medida que a fluência aumenta ocorre redistribuição de tensões da laje de betão para a estrutura metálica.

O mesmo se pode verificar pela figura 5.5., pois uma diminuição na idade de carregamento da estrutura, à qual está associado um aumento da fluência do betão, proporciona uma diminuição na tensão aplicada na laje de betão, correspondendo directamente a um aumento dos esforços na estrutura metálica.

### 5.2.2.3. Deslocamentos verticais

Apesar de se ter obtido os deslocamentos verticais em dois pontos da estrutura mista, nomeadamente a  $\frac{1}{2}$  vão da laje de betão e a  $\frac{1}{2}$  vão da corda inferior da treliça, dada a grande semelhança entre os seus valores, apenas se procede à análise da deformação da estrutura a  $\frac{1}{2}$  vão da laje, sendo os restantes resultados apresentados no anexo A4.

Assim sendo, através da observação dos gráficos seguintes, é possível analisar a sensibilidade da estrutura (em termos do deslocamento máximo na laje de betão) ao efeito da fluência, a qual é avaliada pela variação dos parâmetros referidos que lhe estão associados.

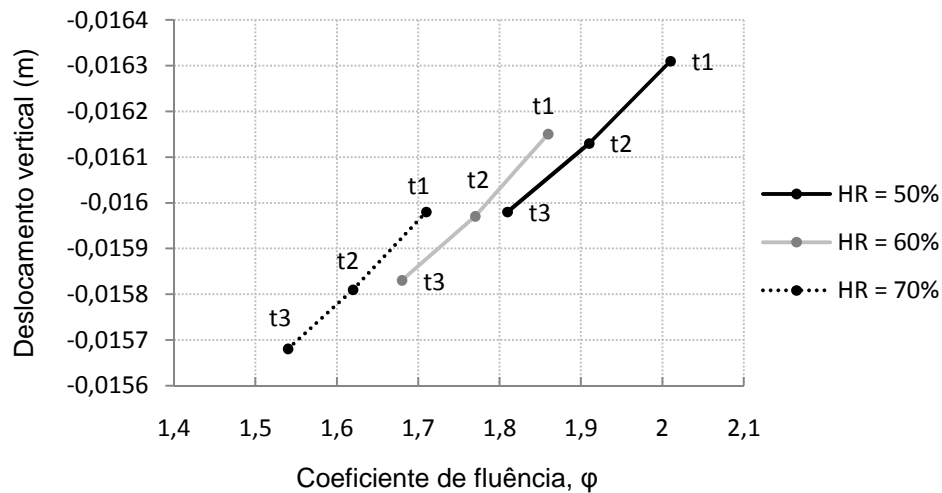


Fig.5.6. – Deslocamentos verticais de acordo com o coeficiente de fluência (somente acções permanentes)

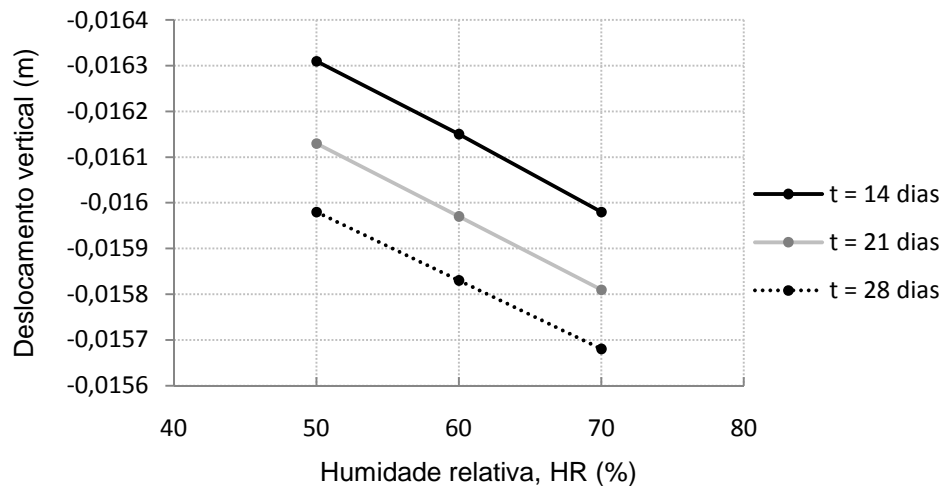


Fig.5.7. – Deslocamentos verticais de acordo com a humidade relativa (somente acções permanentes)

Pela observação da figura 5.6. anteriormente apresentada, verifica-se que ocorre um aumento generalizado do deslocamento máximo da estrutura a  $\frac{1}{2}$  vão da laje à medida que a fluência do betão

aumenta. Observa-se também que a deformação da estrutura é menor quando a humidade relativa ambiente é mais alta, a que corresponde igualmente um coeficiente de fluência mais baixo.

Da análise do gráfico da figura 5.7., verifica-se que, tal como referido para a humidade relativa, quanto maior for a idade inicial de carregamento, menor será a fluência do betão e, consequentemente, menor será a deformação da estrutura.

Importa salientar que, para uma mesma humidade relativa, quando se aumenta a idade inicial de carregamento, a que corresponde uma fluência menor do betão, regista-se uma menor deformação da laje, concentrando uma maior tensão nessa situação. No entanto, apesar das variações nas tensões na laje, verifica-se que a estrutura é pouco sensível às alterações nos parâmetros que induzem a fluência, pois, como observado, as variações na deformação da laje são insignificantes quando se consideram apenas as acções permanentes com efeito da fluência.

Como exemplo, apresentam-se em seguida os deslocamentos da laje de betão ao longo do vão para o caso 1 de análise.

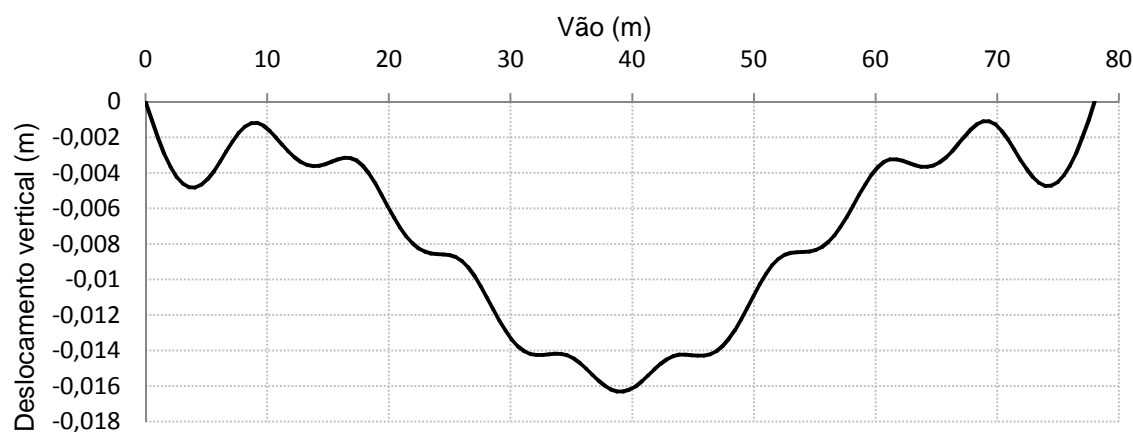


Fig.5.8. – Deslocamentos na laje de betão ao longo do vão da ponte (somente acções permanentes)

### 5.2.3. COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA À ACÇÃO DA RETRACÇÃO

Apresentam-se em seguida os resultados obtidos tendo em conta a modelação em que apenas se considerou a retracção do betão por variação de temperatura equivalente à extensão produzida, sob acção da fluência. Como referido no capítulo 4, efectuaram-se 3 casos de análise para esta situação, fazendo variar apenas a humidade relativa. A fluência foi tida em conta nesta modelação com base no módulo de elasticidade efectivo, relacionando os casos com igual humidade relativa (casos 1,2 e 3 da retracção com os casos 1, 5 e 9 das acções permanentes, respectivamente).

#### 5.2.3.1. Esforços nas barras metálicas

Como referido anteriormente, neste ponto apenas se analisa a evolução dos esforços na ligação da corda inferior ao apoio devido ao efeito da retracção, apresentando em anexo os resultados obtidos para o nó a ½ vão da corda inferior da treliça.

Assim sendo, através da observação dos gráficos seguintes, é possível analisar a sensibilidade da estrutura (em termos dos esforços na estrutura metálica) ao efeito da retracção (e por consequência, também da fluência), a qual é avaliada pela variação dos parâmetros que lhe estão associados, referidos anteriormente.

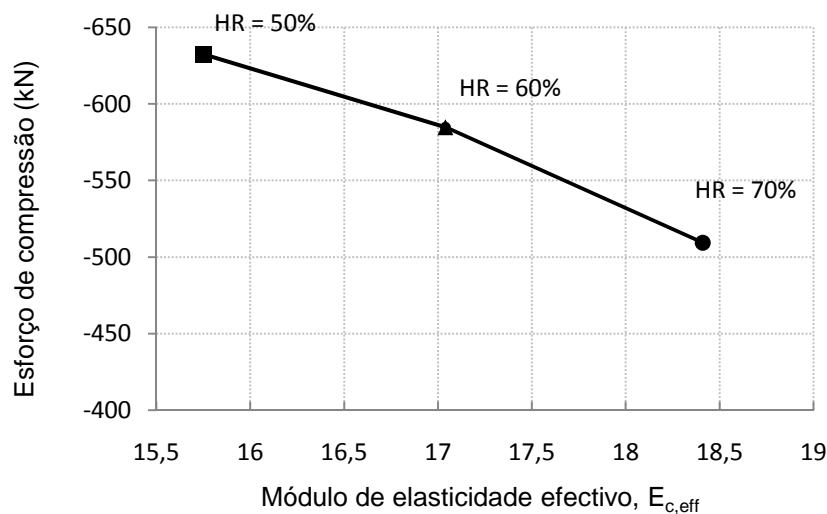


Fig.5.9. – Evolução dos esforços em função do módulo de elasticidade efectivo (somente retracção)

Como se verifica pelo gráfico anterior, regista-se uma diminuição dos esforços axiais na estrutura quando se aumenta a humidade relativa ambiente, pelo que diminui a redistribuição de esforços da laje para a estrutura metálica. Verifica-se uma diminuição ligeiramente mais acentuada quando se passa da humidade relativa de 60% para 70% do que de 50% para 60%.

No entanto, apesar da diminuição registada, a alteração da humidade relativa não provoca variações significativas no esforço axial da corda inferior da treliça.

#### 5.2.3.2. Tensões na laje de betão

Apresentam-se em seguida os valores das tensões registados na laje de betão em função da retracção considerada, de acordo com a variação de humidade relativa que se efectuou. Os resultados apresentados correspondem apenas à zona a ½ vão da laje, sendo os restantes resultados indicados em anexo.

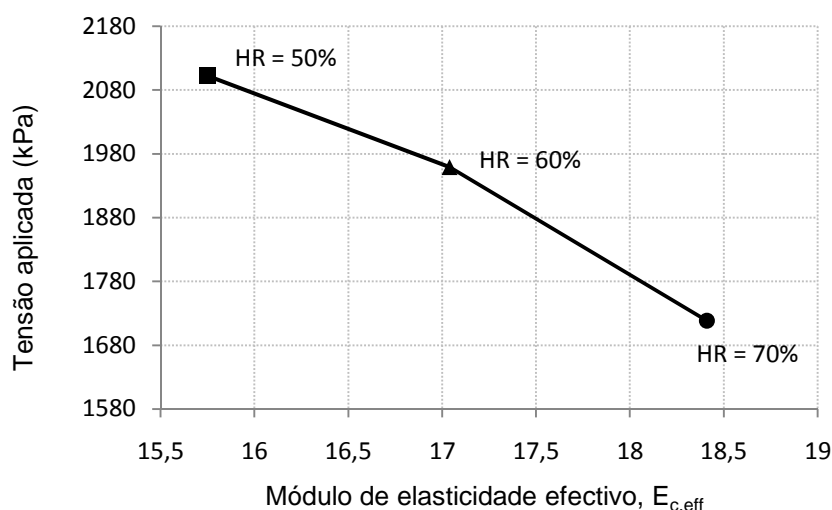


Fig.5.10. – Evolução das tensões em função do módulo de elasticidade efectivo (somente retracção)

Da observação do gráfico anterior, verifica-se que à medida que o módulo de elasticidade efectivo considerado aumenta, as tensões aplicadas na laje de betão diminuem, a que corresponde igualmente uma diminuição dos esforços na estrutura metálica. Verifica-se que ocorre uma maior diminuição quando se passa de uma humidade relativa de 60% para 70%, concluindo-se que o efeito da retracção é menos influente quanto mais alta for a humidade relativa.

#### 5.2.3.3. Deslocamentos verticais

Apresentam-se em seguida os valores dos deslocamentos verticais registados na laje de betão em função da retracção considerada, de acordo com a variação de humidade relativa que se efectuou. Os resultados apresentados correspondem apenas ao ponto a  $\frac{1}{2}$  vão da laje, sendo os restantes resultados indicados em anexo.

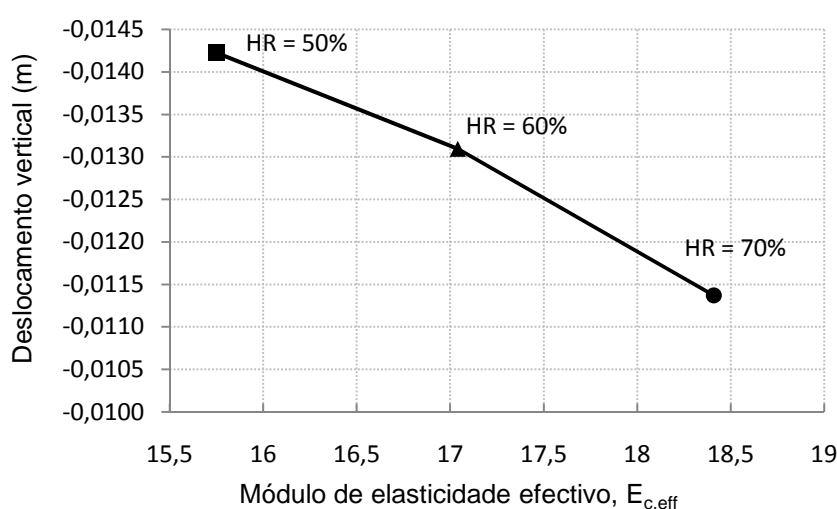


Fig.5.11. – Deslocamentos verticais em função do módulo de elasticidade efectivo (somente retracção)

Da análise do gráfico anterior, verifica-se que ocorre uma diminuição do deslocamento máximo a  $\frac{1}{2}$  vão da laje à medida que aumenta o módulo de elasticidade efectivo considerado, a que corresponde uma diminuição do coeficiente de fluência. É possível observar que a deformação da estrutura é menor para uma humidade relativa mais elevada.

Analizando as situações em que se considera apenas a retracção e em que se consideram apenas as acções permanentes, pela observação das variações no valor máximo do deslocamento, conclui-se que quando submetida apenas ao efeito da retracção, a estrutura é mais sensível à variação da humidade relativa ambiente.

Como exemplo, apresentam-se em seguida os deslocamentos da laje de betão ao longo do vão para o caso 1 de análise.

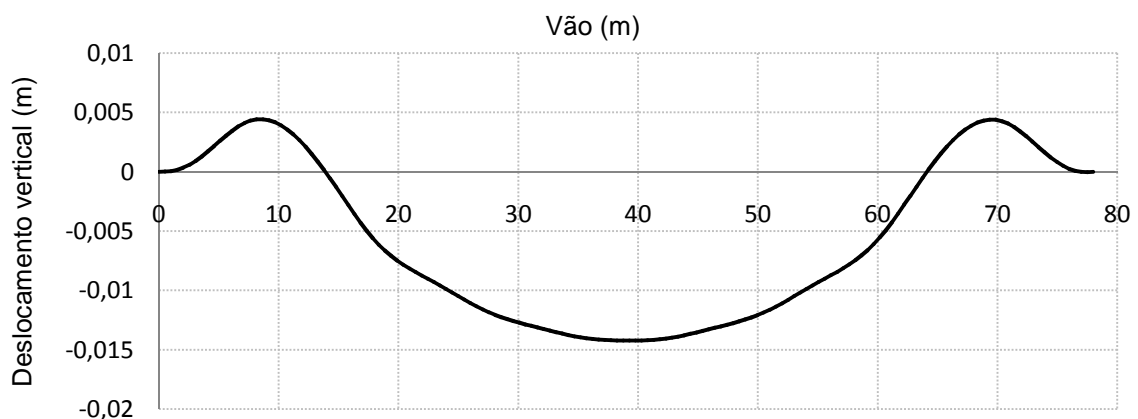


Fig.5.12. – Deslocamentos na laje de betão ao longo do vão da ponte (somente retracção)

#### 5.2.4. COMPORTAMENTO GLOBAL DA ESTRUTURA

Pretende-se neste ponto avaliar o comportamento global da estrutura, averiguando em que medida a sua maior ou menor sensibilidade aos efeitos diferidos referida nas análises anteriores (considerando isoladamente as acções variáveis, as acções permanentes com efeito da fluência e a retracção com efeito da fluência) se manifesta no comportamento global da estrutura.

Para tal, procede-se a uma soma linear dos resultados obtidos das diferentes modelações estudadas, apresentando em seguida os valores máximos obtidos em termos de esforços na estrutura metálica bem como de tensões e deslocamentos na laje de betão. Os casos de análise considerados correspondem à soma do valor máximo obtido para as várias combinações das acções variáveis com os casos 1, 5 e 9 das acções permanentes e com os casos 1, 2 e 3 do efeito da retracção.

Os resultados apresentados correspondem aos mesmos pontos da estrutura, obtidos nas análises anteriores.

Quadro 5.5. – Esforços máximos na barra de ligação da corda inferior ao apoio (globalidade das acções)

Caso	Acções variáveis	Acções permanentes	Acção da retracção	Global
1	-1893,00	-2778,56	-632,519	-5304,07
2	-1893,00	-2768,26	-584,706	-5245,96
3	-1893,00	-2759,35	-509,332	-5161,68

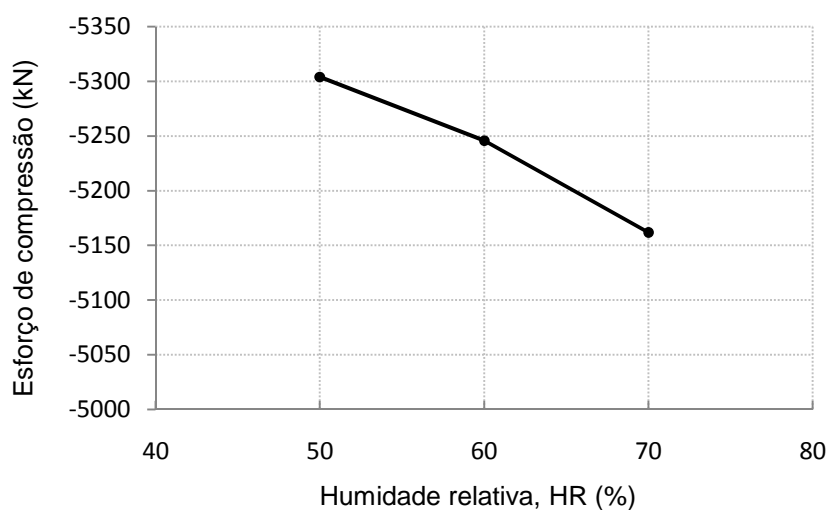


Fig.5.13. – Esforços na ligação da corda inferior em função da humidade relativa (globalidade das acções)

Quadro 5.6. – Tensões máximas na laje de betão a ½ vão (globalidade das acções)

Caso	Acções variáveis	Acções permanentes	Acção da retracção	Global
1	-1658,77	-1504,54	2102,34	-1060,97
2	-1658,77	-1559,46	1959,25	-1258,98
3	-1658,77	-1606,19	1718,25	-1546,71



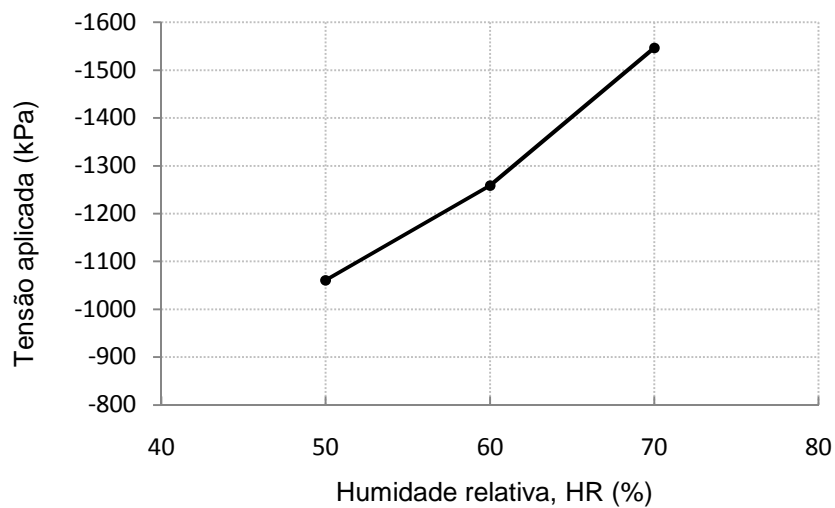


Fig.5.14. – Tensões a ½ vão da laje em função da humidade relativa (globalidade das acções)

Quadro 5.7. – Deslocamentos máximos verticais (globalidade das acções)

Caso	Acções variáveis	Acções permanentes	Acção da retracção	Global
1	-0,00235	-0,01631	-0,01422	-0,03288
2	-0,00235	-0,01597	-0,0131	-0,03142
3	-0,00235	-0,01568	-0,01137	-0,0294

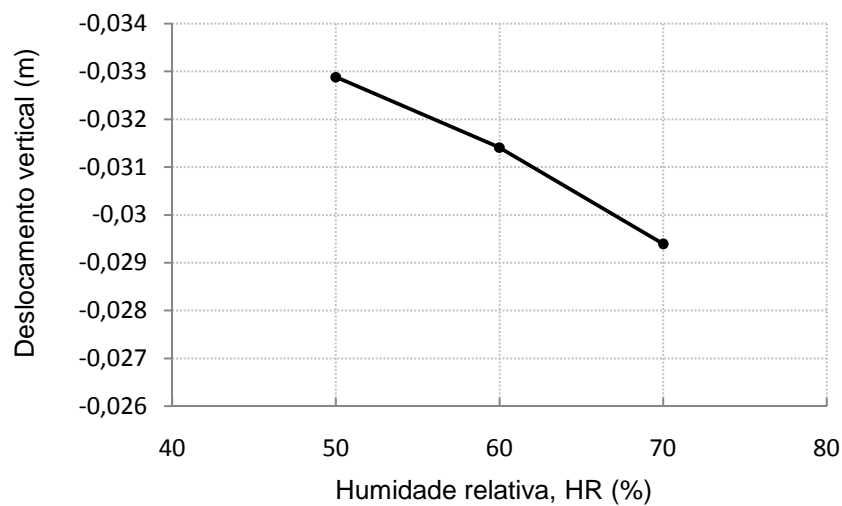


Fig.5.15. – Deslocamentos a ½ vão da laje em função da humidade relativa (globalidade das acções)

Como exemplo, apresentam-se em seguida os deslocamentos da laje de betão ao longo do vão para o caso 1 de análise.

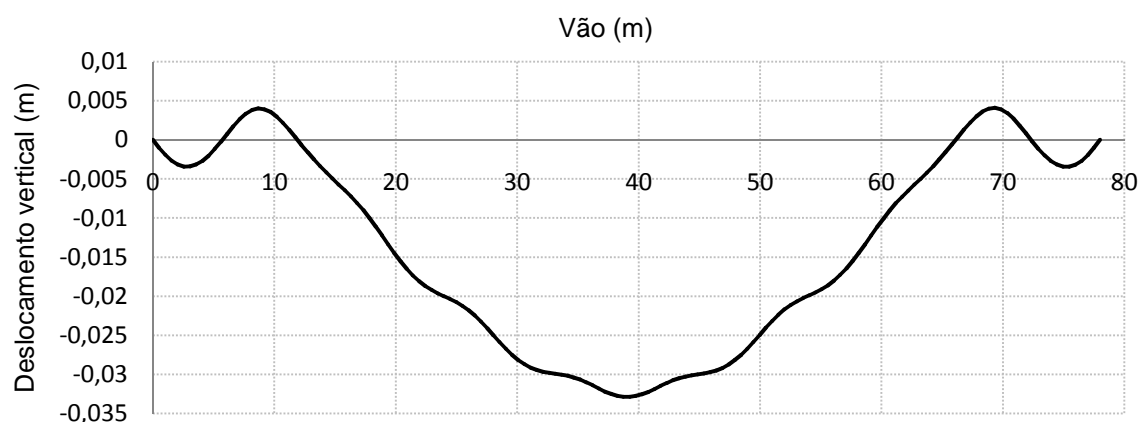


Fig.5.16. – Deslocamentos na laje de betão ao longo do vão da ponte (globalidade das acções)

De uma forma geral, toda a estrutura se comporta à flexão mas nem toda a fibra superior da laje está à compressão nem toda a fibra inferior à tracção, facto este que se deve à ligação da laje aos elementos da estrutura metálica. Analisando as tensões longitudinais, para a modelação das acções variáveis, nas zonas sobre as barras que compõem a alma da treliça, verificam-se tensões de tracção na fibra superior da laje e de compressão na fibra inferior, sendo esta última resultado do impedimento da deformação livre da laje pelo elemento metálico.

Em termos de esforços, verifica-se pelo quadro 5.5., que o efeito da retracção contribui pouco para o comportamento global da estrutura, pois apresenta valores inferiores aos obtidos quando se consideram somente as acções variáveis e somente as acções permanentes (sob efeito da fluência). Importa salientar que são estas últimas acções as que mais contribuem para os esforços finais da estrutura metálica, perfazendo cerca de 50% do seu valor final.

Através da observação do gráfico da figura 5.14., verifica-se que a tensão na fibra inferior da laje a  $\frac{1}{2}$  vão aumenta quando se aumenta a humidade relativa, ou seja, quando se diminui o coeficiente de fluência. Verifica-se que este comportamento é o oposto do comportamento registado quando se analisa somente a retracção, mas no entanto verificam-se relativas tensões de tracção, as quais contrariam as tensões de compressão das acções permanentes e das acções variáveis. Assim sendo, considera-se que este efeito apresenta uma certa influência no comportamento global da estrutura.

Verifica-se que as acções permanentes e o respectivo efeito da fluência apenas têm grande importância, a par do efeito da retracção, na deformação final da estrutura. No entanto, como se verificou pela análise isolada das acções permanentes, estas não são significativamente afectadas pela variabilidade dos parâmetros que induzem a fluência do betão, sendo assim importante realçar neste ponto o efeito que a retracção pode apresentar no comportamento final da estrutura.

### 5.3. ANÁLISE DA ESTRUTURA

#### 5.3.1. VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES APLICADAS

Segundo o EC4, a limitação da tensão no betão em pontes ao valor  $k_1 f_{ck}$  é feita tendo em conta o disposto no EC2-2, parte relativa a pontes de betão.

Segundo esta norma, a tensão de compressão no betão deve ser limitada a fim de evitar a fissuração longitudinal, micro-fissuração ou elevados níveis de fluência, onde podem resultar efeitos inaceitáveis no funcionamento da estrutura. A fendilhação longitudinal pode ocorrer se o nível de tensão subordinada à combinação característica de acções exceder valores críticos, cuja fendilhação pode levar a uma redução da durabilidade. Na ausência de outras medidas é apropriado limitar as tensões de compressão a um valor de  $k_1 f_{ck}$  em áreas expostas a classes ambientais XD, XF e XS, sendo o valor de  $k_1$  recomendado de 0,6. Como a classe de exposição ambiental é XC4 (ambiente alternadamente húmido e seco), não seria necessária esta verificação. No entanto, esta limitação assume o valor de 21 MPa para o betão C35/45 e verifica-se que são cumpridos os limites referidos.

Com base nos quadros apresentados neste capítulo bem como pelos apresentados em anexo, é possível verificar que as tensões registadas no betão não atingem o limite imposto.

Segundo esta mesma referência, se a tensão no betão para a combinação quase-permanente for menor que  $k_2 f_{ck}$ , a fluência linear pode ser assumida, caso contrário, terá de se considerar a sua não-linearidade. Obteve-se o limite de 15,75 MPa para o betão C35/45 e verifica-se que nenhuma tensão ultrapassa estes limites, sendo possível considerar a fluência linear.

#### 5.3.2.2. Verificação de deslocamentos verticais

O EC4 remete para o EC2-2 a verificação dos deslocamentos em situação de serviço, o qual preconiza que a aparência e a utilização geral da estrutura podem ser prejudicados quando o deslocamento da laje, na combinação quase-permanente de acções exceder  $L/250$ , sendo  $L$  o vão da ponte.

Como se observa nos quadros 5.13. a 5.16., o deslocamento máximo obtido é 3,3 cm. Sendo o vão livre do arco de 53 metros, verifica-se que os deslocamentos verticais estão muito longe dos limites impostos.

### 5.4. RECOMENDAÇÕES PARA AS FASES DE PROJECTO E DE OBRA

De acordo com os resultados obtidos e com a análise efectuada, verificou-se que a influência dos efeitos diferidos não é totalmente desprezável, principalmente da retracção, razão pela qual se torna imperativo efectuarem-se recomendações de cariz meramente prático, as quais devem ser tidas em conta nas fases de projecto e de execução, consoante a respectiva aplicação.

Algumas das indicações seguidamente apresentadas já são referidas em alguns regulamentos, nomeadamente os Eurocódigos e têm como objectivo minimizar os efeitos provocados quer pela retracção quer pela fluência.

No que respeita aos cuidados a ter na fase de projecto, importa salientar que:

- Como demonstrado anteriormente, deve-se prever um aumento na data de carregamento após a fase de betonagem, sendo possível com esta medida minimizar os efeitos da fluência. Apesar de se esperarem efeitos nas idades mais jovens do betão, esta medida permite diminuir as

deformações da estrutura ao longo do tempo, mesmo por mais pequenas que sejam as variações;

- Dada a dependência dos efeitos diferidos em relação às condições ambientais, estas devem ser bem analisadas por parte do projectista, de forma a aferir as interacções ao longo do tempo de vida da estrutura entre os seus materiais constituintes e o meio ambiente;
- Sendo a retracção autogénea um fenómeno intrínseco do betão, pois varia directamente com a sua resistência à compressão, é fortemente vantajoso o uso de peças pré-fabricadas, o que possibilita posteriormente o impedimento da deformação causado pelos conectores de ligação dos elementos da peça mista e, consequentemente, a fendilhação precoce do betão [18];
- Numa ponte mista, a espessura da laje de betão pode ser mais reduzida, o que acontece com o projecto em estudo neste trabalho, o que ajuda a evitar que as variações de temperatura sejam muito elevadas ao longo da peça, e consequentemente entre os dois materiais, razão pela qual também ocorre fendilhação.
- De acordo com o EC4-2, a menos de outro tipo de medidas, devem prever-se armaduras mínimas com o objectivo de minimizar os efeitos provocados pelas deformações impostas, nomeadamente a retracção. Segundo este regulamento, pelo menos metade da armadura mínima exigida deve ser distribuída ao longo da metade da laje cuja face extrema está sujeita a tracção. Caso seja possível, como regra de boa prática, deve-se adoptar esta armadura mínima em toda a estrutura;
- Deve atender-se às dimensões máximas tanto do diâmetro dos varões a utilizar como do seu espaçamento.

Por outro lado, para minimizar os efeitos diferidos em obra, salienta-se que:

- Se deve assegurar que a colocação e a compactação do betão são efectuadas correctamente de forma a evitar a ocorrência de fendilhação e garantir uma adequada qualidade do produto final. Antes da colocação do betão deve ser garantida uma boa fixação das armaduras para evitar o afastamento das mesmas, o que poderá conduzir a dificuldades na execução e ocorrência de fissuração imprevista ou redução da espessura de recobrimento. A compactação deve ser efectuada de modo que se obtenha uma consistência idêntica em todas as zonas, caso contrário, aquando da ocorrência dos efeitos diferidos do betão, se existirem grandes bolhas de ar principalmente nas zonas limite da peça, maior será a possibilidade de abertura de fendas;
- Se deve efectuar uma cura eficaz do betão, a qual maximiza as reacções que levam ao endurecimento, impermeabilidade e ausência de fendilhação. Como se comprovou, os efeitos diferidos são sensíveis às variações de temperatura ambiente, pelo que a sua secagem deve ser gradual, o que é conseguido mantendo o betão a mais baixas temperaturas. Uma cura adequada é conseguida mantendo a cofragem durante o tempo de cura, aspergindo a face exposta do betão com água em intervalos frequentes ou com recurso a coberturas de várias substâncias que formem membranas protectoras.
- Se deve recorrer a lajes pré-fabricadas, sempre que possível na construção de pontes mistas, pois permitem anular os efeitos da retracção na idade jovem do betão.

# 6

## CONCLUSÕES

### 6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Desenvolveu-se ao longo desta dissertação uma análise de sensibilidade aos efeitos diferidos do betão numa ponte em treliça mista, analisando o seu comportamento estrutural face à alteração de determinados factores extrínsecos à contabilização de tais efeitos.

De facto, a verificação em serviço de uma qualquer estrutura em que se consideram os efeitos diferidos apresenta uma relativa complexidade, não consistindo a sua definição e utilização num procedimento totalmente linear.

Como foi demonstrado, a consideração da retracção e da fluência conduz sempre a resultados desfavoráveis numa estrutura mista, dado que tanto os esforços nas barras da estrutura metálica como os deslocamentos na laje de betão armado sofrem um aumento generalizado. E isto porque as tensões no betão vão diminuindo uma vez que ocorre distribuição de tensões para a estrutura metálica.

Numa análise isolada dos efeitos diferidos na estrutura, para melhor perceber o seu comportamento, há a salientar que, em termos de fluência do betão (em simultâneo com as acções permanentes), os resultados obtidos permitiram concluir que uma variação de 10% na humidade relativa ambiente proporciona as mesmas variações de tensões na laje de betão que uma variação de aproximadamente 7 dias no início do carregamento da estrutura. No entanto, apesar de ocorrerem estas pequenas variações, verifica-se que para as mesmas variações de parâmetros, as deformações da estrutura são insignificantes. Verifica-se ainda nesta situação, que à medida que a fluência aumenta, a tensão aplicada diminui, verificando-se igualmente um aumento dos esforços na estrutura metálica, o que se deve à redistribuição de esforços que ocorre.

No que respeita à análise do efeito da retracção, verifica-se que este apresenta maiores variações quer de deslocamentos verticais quer de tensões aplicadas na laje, para as mesmas variações de humidade relativa da análise isolada das acções permanentes. Importa salientar que quando se aumenta a humidade relativa, tanto os esforços na estrutura como as tensões e os deslocamentos na laje diminuem generalizadamente, sendo essa diminuição maior quanto maior é a humidade relativa, indicando a sua forte dependência deste parâmetro.

No comportamento global da estrutura há a salientar a influência que este último efeito diferido apresenta nos resultados globais, nomeadamente em termos de tensões na laje e da sua deformação. Assim sendo, este efeito deve ser devidamente avaliado na fase de projecto, bem como tomar medidas eficazes em obra que minorem o seu efeito ao longo do tempo, algumas das quais já foram indicadas no capítulo anterior.

A modelação da estrutura bem como a sua análise permitiu alcançar úteis resultados e compreender o comportamento de uma estrutura mista, considerando os efeitos diferidos do betão ao longo do tempo. A análise dos resultados obtidos permitiu comprovar a validade e adequação da modelação efectuada.

## **6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Apresentam-se em seguida algumas sugestões para eventuais desenvolvimentos futuros no domínio em que se enquadra a presente dissertação:

- Estudo dos efeitos diferidos do betão em pontes mistas efectuando uma análise não linear;
- Introdução da não linearidade constitutiva possibilitando o estudo de fenómenos como a fendilhação.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Larena, J. B. *Evolución tipológica y estética de los puentes mixtos en Europa*. Dissertação de Doutoramento, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, 2004.
- [2] Badoux, J. C. *Conception des structures métalliques – dimensionnement des ponts*. EPFL, 1957.
- [3] Reis, A. J. *Steel and composite bridges: Stability and ductility in design practice*. Stability and Ductility of Steel Structures, Lisboa, 6 a 8 de Setembro, 2006.
- [4] Buckner, C. D., Viest, I.M. *Composite construction in steel and concrete*. American society of civil engineers, EUA, 1987.
- [5] [http://www.transportes.gov.br/bit/pontes/SC/hercilio\\_luz/gtpedro-ivo.htm](http://www.transportes.gov.br/bit/pontes/SC/hercilio_luz/gtpedro-ivo.htm). Março de 2009
- [6] [http://www.geocities.com/estrada\\_de\\_ferro/f-obras-da-ponte.htm](http://www.geocities.com/estrada_de_ferro/f-obras-da-ponte.htm). Maio de 2009
- [7] <http://www.betar.pt/prt3.pdf>. Junho de 2009
- [8] Costa, G. A. L. *Resistência última à flexão de tabuleiros mistos aço-betão considerando o faseamento construtivo*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 2008.
- [9] [http://www.dormantechnology.com/images/Dang\\_san\\_01.jpg](http://www.dormantechnology.com/images/Dang_san_01.jpg). Junho de 2009
- [10] Reis, A. J. *Folhas da disciplina de Pontes*. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 2002.
- [11] <http://www.figueiredoferraz.com.br/download/materiaisimpressos/2ponteorinoco.pdf>. Junho de 2009
- [12] *Estruturas mistas aço-betão*. DEC – Universidade de Coimbra, 2008.
- [13] Bento, J. A. P. *Análise numérica e experimental do comportamento de vigas mistas aço-betão*. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 1986.
- [14] EN 1991-2: 2002 *Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*. CEN, Brussels, July, 2002.
- [15] EN 1992-1: 2004 *Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN, Brussels, July, 2004.
- [16] EN 1992-2: 2004 *Design of concrete structures – concrete bridges*. CEN, Brussels, September, 2004.
- [17] EN 1994-2: 2004 *Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges*. CEN, Brussels, September, 2004.
- [18] Gomes, I. M. *Pontes mistas aço-betão: Efeito da retracção no controlo da fendilhação da laje*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 2008.
- [19] Santos, L. M. P. O. *Observação e análise do comportamento diferido de pontes de betão*. Dissertação de Mestrado, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (programas de investigação), 2002.
- [20] Póvoas, R. H. C. F. *Modelos não-lineares de análise e dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1991.

- [21] Ferraz, M. A. C. *Um modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2001.
- [22] Marchão, C., Appleton, J. *Estruturas de betão I – Folhas de apoio às aulas: Módulo 3, Verificação do comportamento em serviço*. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 2008/2009.
- [23] Virtuoso, F. B. E. *Análise de pontes curvas em caixão – influência dos efeitos diferidos*. Dissertação de Doutoramento, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 1991.
- [24] REBAP – *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado*, Diário da República, Decreto-Lei n.º 235/83 de 31 de Maio.







# **ANEXOS**

## **A1. PEÇAS DESENHADAS**

## **A2. NORMAIS CLIMATOLÓGICAS**

## **A3. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS DA FLUÊNCIA E RETRACÇÃO**

## **A4. RESULTADOS OBTIDOS DA ESTRUTURA**

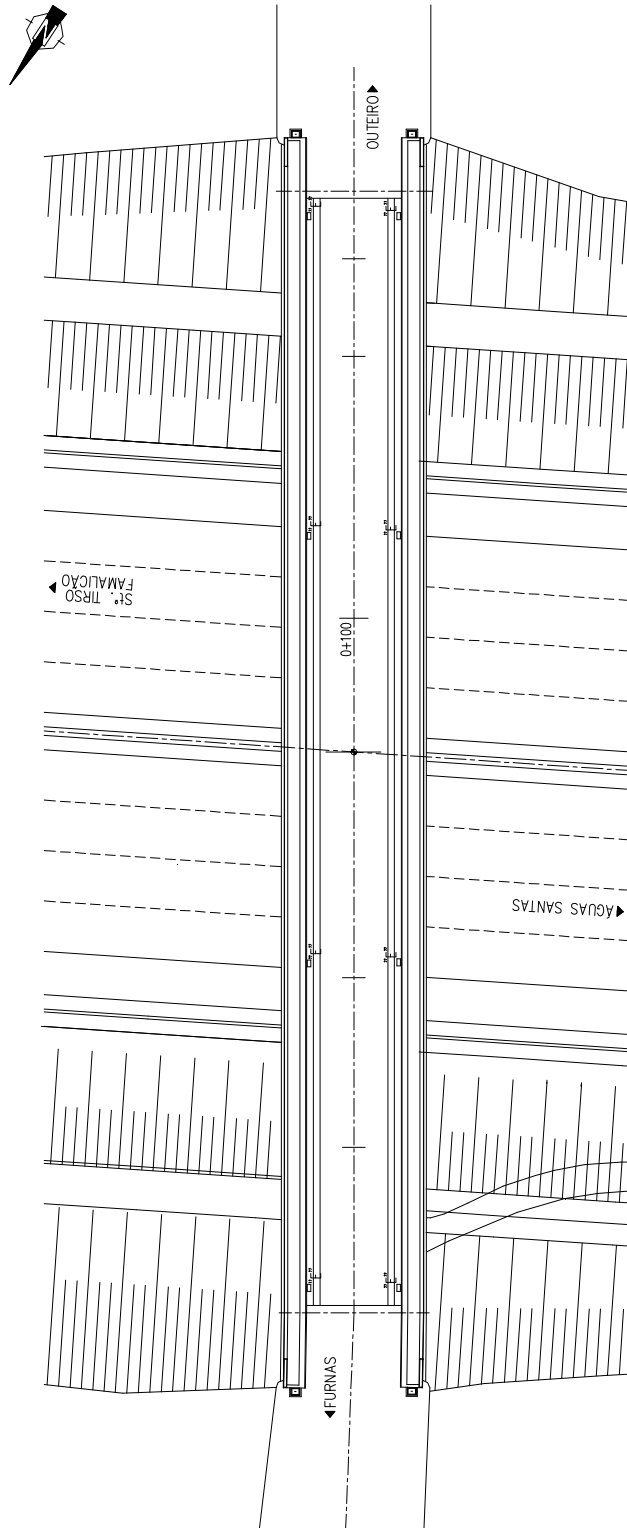
## **A5. CATÁLOGO DE PERFIS METÁLICOS CHS**



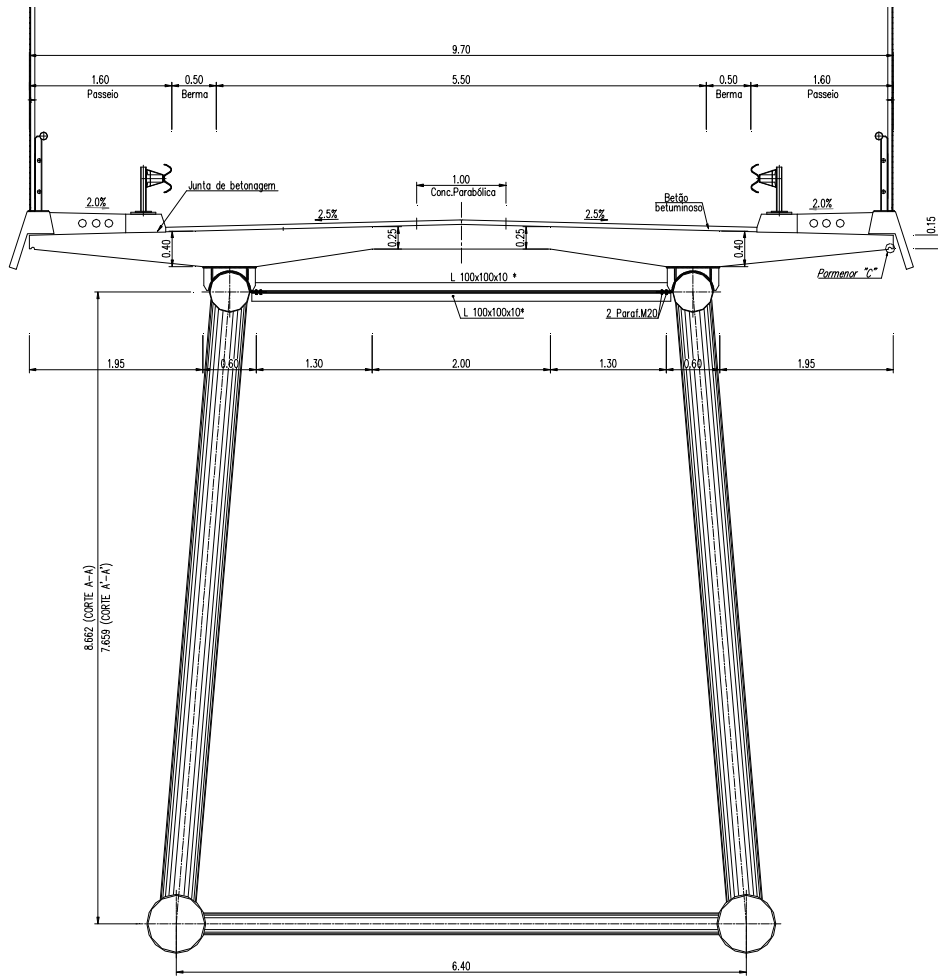
## **A1. PEÇAS DESENHADAS**



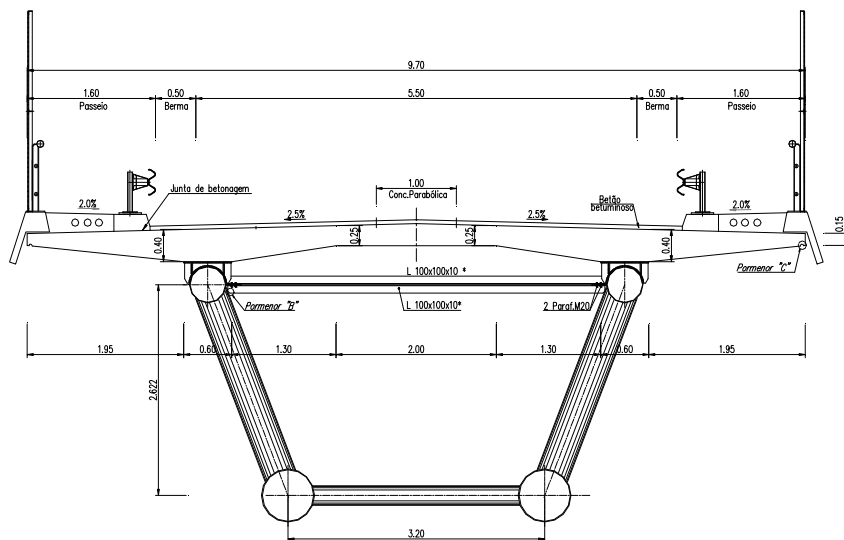
## PLANTA DE IMPLANTAÇÃO



### CORTE TRANSVERSAL DO TABULEIRO SOBRE OS APOIOS



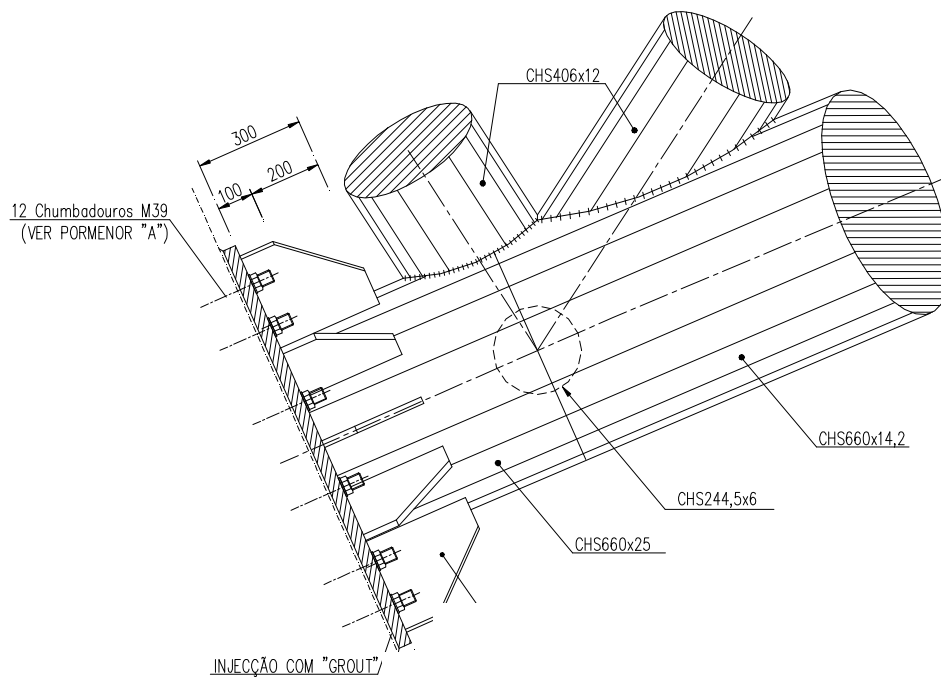
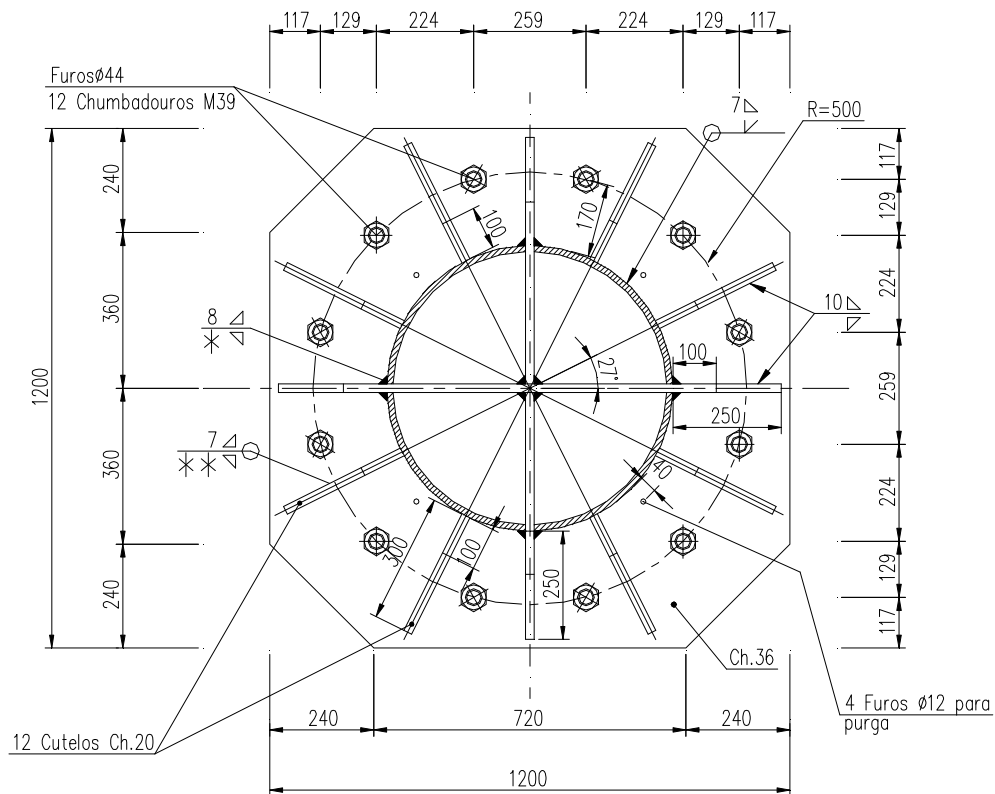
### CORTE TRANSVERSAL DO TABULEIRO SOBRE A 1/2 VÃO



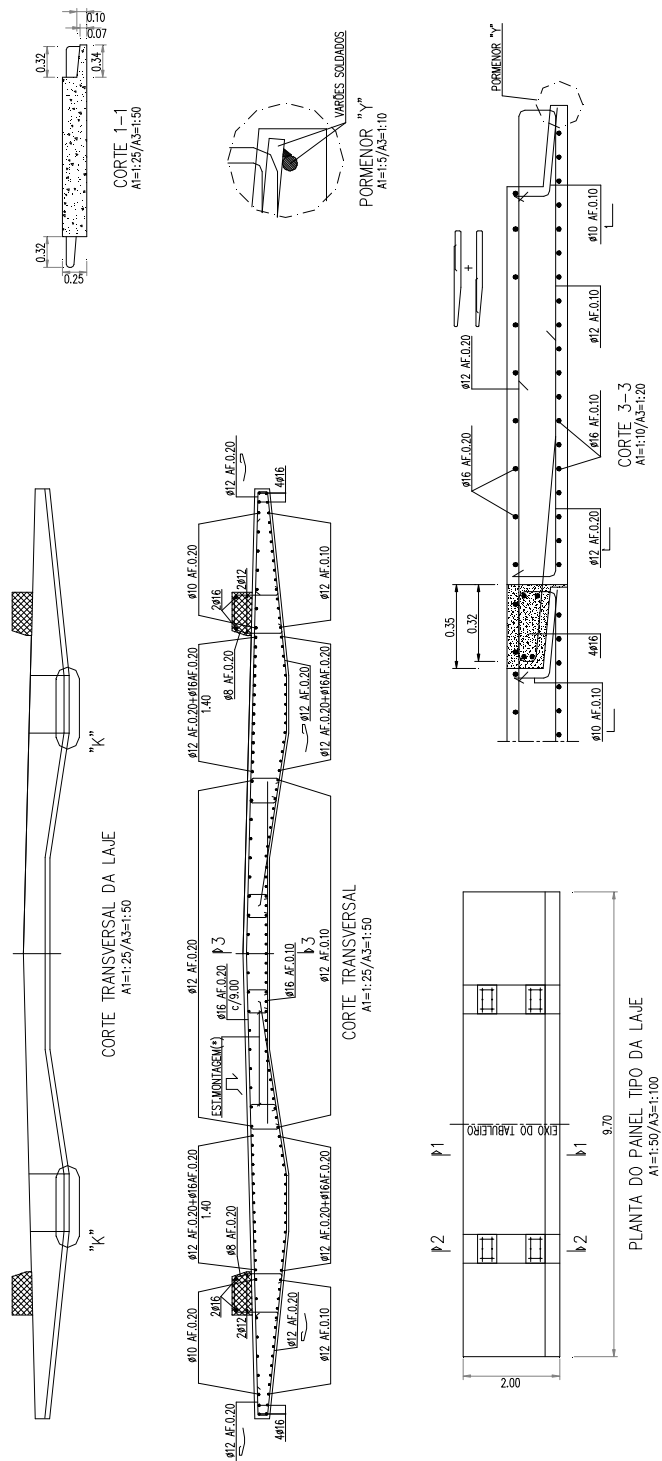




### PORMENORES DA FIXAÇÃO DA CORDA INFERIOR



## PORMENORES DAS LIGAÇÕES ENTRE AS LAJES PRÉ-FABRICADAS





## **A2. NORMAIS CLIMATOLÓGICAS**



Porto

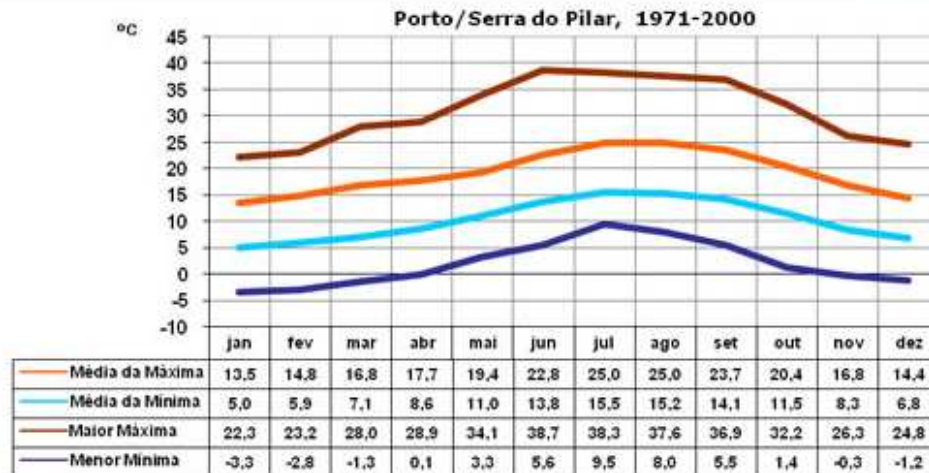


Tabela 1 - Normais da temperatura mínima e máxima do ar.

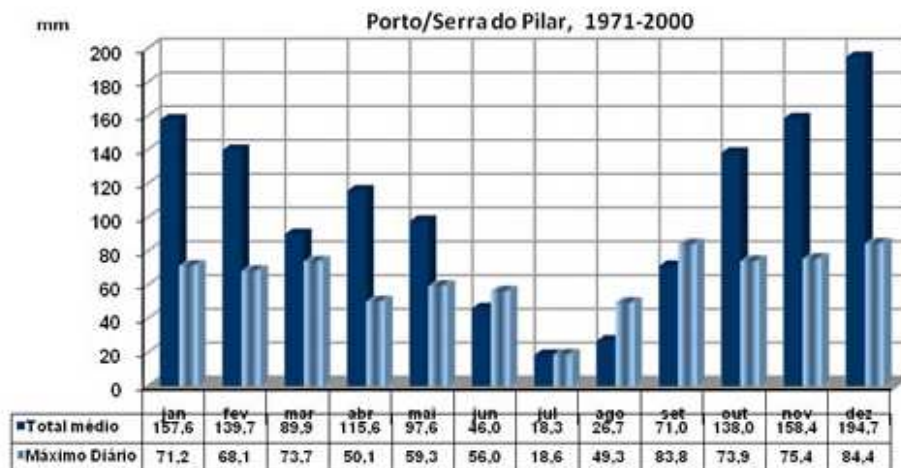


Tabela 2 - Normais dos valores da precipitação diária.





### **A3. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS DA FLUÊNCIA E RETRACÇÃO**



## COEFICIENTE DE FLUÊNCIA PARA O BETÃO C35/45, CASO 7

A extensão de fluência é dada por:

$$\varepsilon_{cc}(t_{\infty}, t_0) = \varphi(t_{\infty}, t_0) \cdot \left( \frac{\sigma_c}{E_c} \right)$$

É necessário saber a espessura equivalente, a qual é dada por:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2[2,90]}{16,58} = 0,35m = 350mm$$

O coeficiente de fluência é dado por:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

Mas antes a idade  $t_0$  tem de ser corrigida:

$$t_T = 14 \cdot e^{-(4000/[273+23]-13,65)} = 16,05$$

$$t_{0,corr} = 16,05 \cdot \left( \frac{9}{2 + 16,05^{1,2}} + 1 \right)^1 = 20,87 > 0,5$$

$$\varphi_0 = \left[ \left( 1 + \frac{1 - 70/100}{0,10 \cdot \sqrt[3]{350}} \right) \cdot \left( \frac{35}{43} \right)^{0,2} \right] \cdot \left( \frac{16,8}{\sqrt{43}} \right) \cdot \left( \frac{1}{0,19 + 20,87^{0,2}} \right) = 1,729$$

O coeficiente é então dado por:

$$\varphi(t, t_0) = 1,729 \cdot \left( \frac{20000 - 20,87}{750,55 + 20000 - 20,87} \right) = 1,71$$

Obtém-se então o módulo de elasticidade efectivo:

$$f_{cm}(14) = \exp \left( 0,2 \left( 1 - \left( \frac{28}{14} \right)^{0,5} \right) \right) \cdot 43 = 39,58$$

$$E_{c,eff} = \frac{\left( \frac{39,58}{43} \right)^{0,3} \cdot 34}{1 + 1,71} = 12,23$$

## COEFICIENTE DE FLUÊNCIA PARA O BETÃO C30/37, CASO 7

A extensão de fluência é dada por:

$$\varepsilon_{cc}(t_{\infty}, t_0) = \varphi(t_{\infty}, t_0) \cdot \left( \frac{\sigma_c}{E_c} \right)$$

É necessário saber a espessura equivalente, a qual é dada por:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2[2,90]}{9,7} = 0,60m = 600mm$$

O coeficiente de fluência é dado por:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

Mas antes a idade  $t_0$  tem de ser corrigida:

$$t_T = 7 \cdot e^{-(4000/[273+23]-13,65)} = 8,02$$

$$t_{0,corr} = 8,02 \cdot \left( \frac{9}{2 + 8,02^{1,2}} + 1 \right)^1 = 13,12 > 0,5$$

$$\varphi_0 = \left[ \left( 1 + \frac{1 - 70/100}{0,10 \cdot \sqrt[3]{600}} \right) \cdot \left( \frac{35}{38} \right)^{0,2} \right] \cdot \left( \frac{16,8}{38} \right) \cdot \left( \frac{1}{0,10 + 13,13^{0,2}} \right) = 1,890$$

O coeficiente é então dado por:

$$\varphi(t, t_0) = 1,890 \cdot \left( \frac{20000 - 13,12}{764,93 + 20000 - 13,12} \right) = 1,87$$

Obtém-se então o módulo de elasticidade efectivo:

$$f_{cm}(14) = \exp \left( 0,2 \left( 1 - \left( \frac{28}{7} \right)^{0,5} \right) \right) \cdot 38 = 31,11$$

$$E_{c,eff} = \frac{\left( \frac{31,11}{38} \right)^{0,3} \cdot 38}{1 + 1,87} = 10,84$$

### EXTENSÃO DE RETRACÇÃO PARA O BETÃO C35/45, CASO 3

A extensão de retracção de secagem é dada por:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

É necessário saber a espessura equivalente, a qual é dada por:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = 350mm$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{70}{100} \right)^3 \right] = 1,018$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[ (220 + 110 \times 6) \exp \left( -0,11 \cdot \frac{43}{10} \right) \right] \times 10^{-6} \times 1,018 = 0,000474$$

O valor de  $k_h$ , obtido pela relação com a espessura equivalente, toma o valor de 0,738.

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{20000 - 7}{(20000 - 7) + 0,04 \sqrt{350^3}} = 0,987$$

$$\varepsilon_{cd}(20000) = 0,987 \cdot 0,738 \cdot 0,000474 = 0,000345m$$

A extensão de retracção autogénea é dada por:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(20000) = \left( 1 - e^{-0,2 \cdot 20000^{0,5}} \right) \cdot [2,5(35 - 10) \times 10^{-6}] = 0,0000625m$$

Logo, a extensão total é dada pela soma das duas, cujo valor é 0,000408 m.



#### **A4. RESULTADOS OBTIDOS DA ESTRUTURA**





## RESULTADOS OBTIDOS CONSIDERANDO APENAS AS ACÇÕES VARIÁVEIS

### ▪ ESFORÇOS NA ESTRUTURA METÁLICA

Barras	N <sub>t</sub> (kN)	N <sub>c</sub> (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Corda superior a ½ vão	1008,487	-873,578	288,443	123,183	50,070	74,277
Corda inferior a ½ vão	2003,502	-998,611	12,996	28,873	136,735	79,887
Ligação Corda inferior/apoio	463,583	-1892,997	656,877	176,504	99,075	219,524

### ▪ TENSÕES NA LAJE DE BETÃO A ½ VÃO

Tensões	Combinação característica	Combinação quase-permanente
$\sigma_{11}$ (kPa)	Topo	629,040
		-5480,63
	Base	3803,860
		-1658,770
$\sigma_{22}$ (kPa)	Topo	555,850
		-6608,990
	Base	6945,820
		-915,590

### ▪ TENSÕES NA LAJE DE BETÃO SOBRE O NÓ DA TRELIÇA MAIS SOLICITADO

Tensões	Combinação característica	Combinação quase-permanente
$\sigma_{11}$ (kPa)	Topo	5297,070
		-4238,960
	Base	2658,580
		-6987,420
$\sigma_{22}$ (kPa)	Topo	3395,100
		-978,650
	Base	2132,380
		-5513,240

▪ DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Ponto da estrutura	Deslocamento U1 (m)	Deslocamento U3 (m)
½ vão da laje	0,00844	-0,00235
½ vão da corda inferior	0,00000	-0,00277

**RESULTADOS OBTIDOS CONSIDERANDO AS ACÇÕES PERMANENTES SOB EFEITO DA FLUÊNCIA**

▪ ESFORÇOS NA ESTRUTURA METÁLICA

CASO 1

Barras	N <sub>c</sub> (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Corda superior a ½ vão	-979,854	-246,447	93,758	36,943	-124,955
Corda inferior a ½ vão	-306,647	-30,212	-12,228	-66,923	-40,086
Ligação Corda inferior/apoio	-2778,558	-1140,772	-284,636	-41,872	-240,417

CASO 2

Barras	N <sub>c</sub> (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Corda superior a ½ vão	-971,654	-246,206	93,812	36,924	-123,214
Corda inferior a ½ vão	-291,492	-30,064	-11,942	-65,564	-39,913
Ligação Corda inferior/apoio	-2772,966	-1142,533	-284,369	-42,191	-238,905

CASO 3

Barras	N <sub>c</sub> (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Corda superior a ½ vão	-964,608	-246,254	93,806	36,910	-121,709
Corda inferior a ½ vão	-279,465	-29,945	-11,714	-64,475	-39,767
Ligação Corda inferior/apoio	-2768,505	-1143,949	-284,164	-42,433	-237,721

CASO 4

Barras	N <sub>c</sub> (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Corda superior a ½ vão	-972,188	-246,617	93,755	36,949	-123,223
Corda inferior a ½ vão	-293,221	-30,078	-11,972	-65,707	-39,913
Ligação	-2773,562	-1142,364	-284,405	-42,149	-239,102
Corda inferior/apoio					

CASO 5

Barras	N <sub>c</sub> (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Corda superior a ½ vão	-964,106	-246,362	93,792	36,915	-121,577
Corda inferior a ½ vão	-278,823	-29,938	-11,701	-64,414	-39,754
Ligação	-2768,255	-1144,033	-284,154	-42,445	-237,664
Corda inferior/apoio					

CASO 6

Barras	N <sub>c</sub> (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Corda superior a ½ vão	-957,063	-246,399	93,775	36,889	-120,128
Corda inferior a ½ vão	-267,245	-29,823	-11,481	-63,363	-39,617
Ligação	-2763,962	-1145,394	-283,959	-42,671	-236,524
Corda inferior/apoio					

CASO 7

Barras	N <sub>c</sub> (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Corda superior a ½ vão	-964,152	-246,770	93,742	36,938	-121,483
Corda inferior a ½ vão	-279,695	-29,943	-11,715	-64,479	-39,744
Ligação	-2768,532	-1143,967	-284,175	-42,420	-237,776
Corda inferior/apoio					

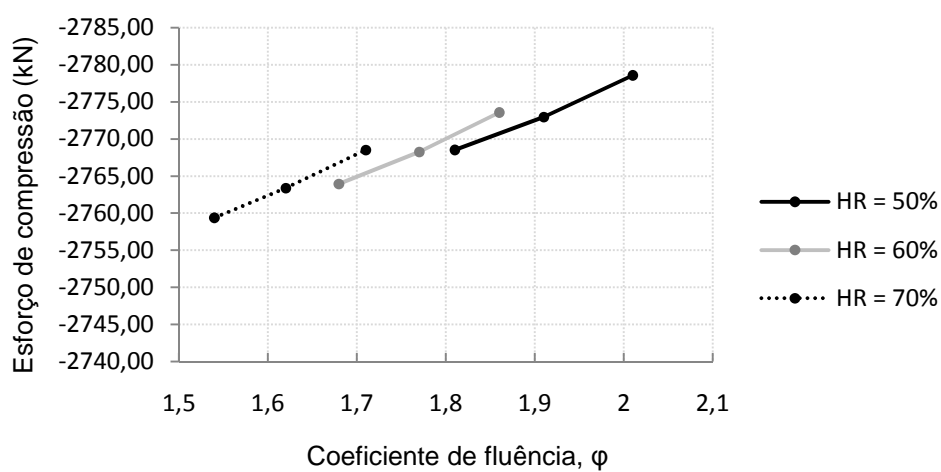
CASO 8

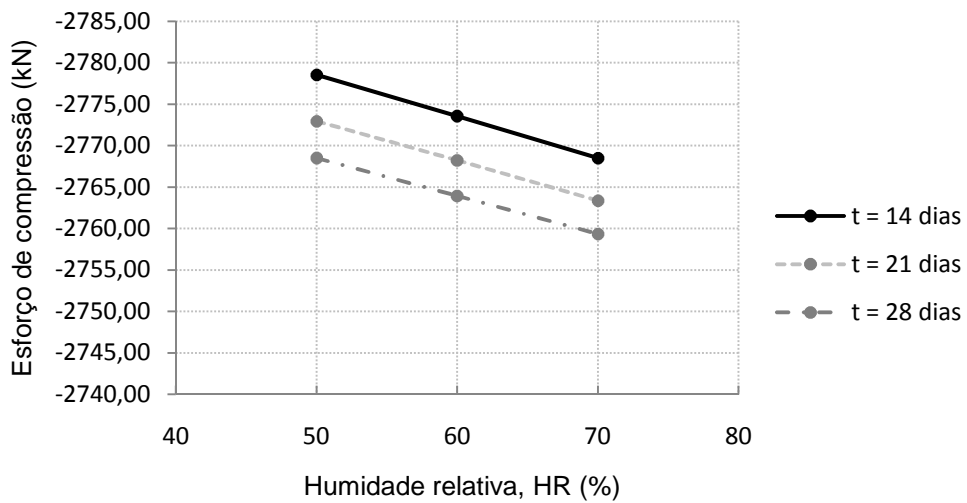
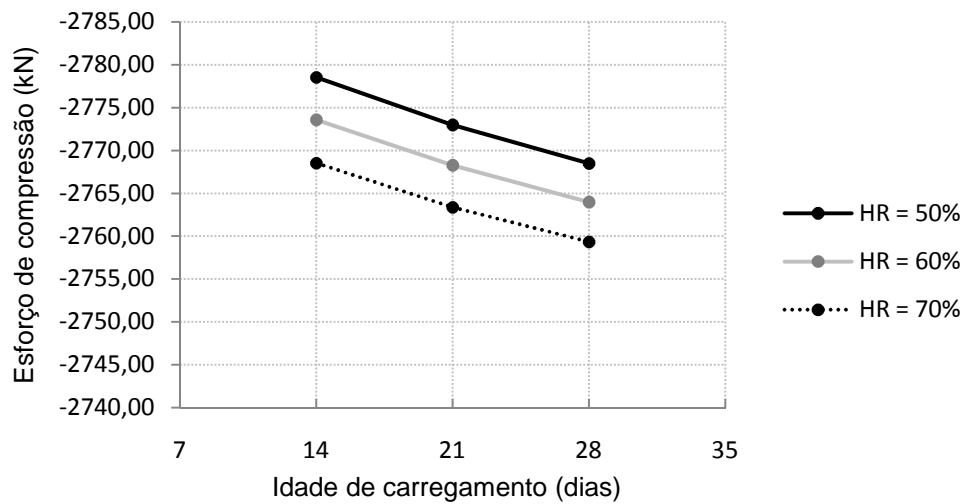
Barras	N <sub>c</sub> (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Corda superior a ½ vão	-955,992	-246,514	93,760	36,890	-119,885
Corda inferior a ½ vão	-265,729	-29,808	-11,451	-63,222	-39,594
Ligação					
Corda inferior/apoio	-2763,388	-1145,582	-283,935	-42,699	-236,382

CASO 9

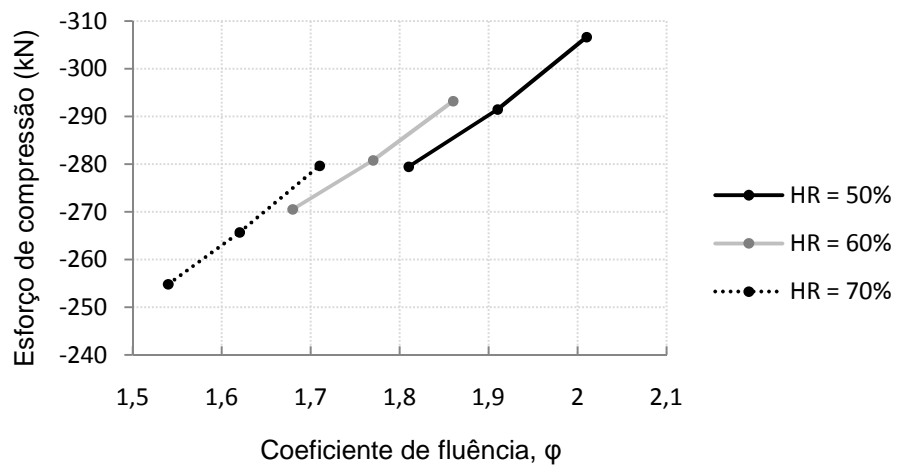
Barras	N <sub>c</sub> (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Corda superior a ½ vão	-949,103	-246,538	93,733	36,851	-118,521
Corda inferior a ½ vão	-254,832	-29,700	-11,244	-62,231	-39,468
Ligação					
Corda inferior/apoio	-2759,351	-1146,861	-283,753	-42,905	-235,309

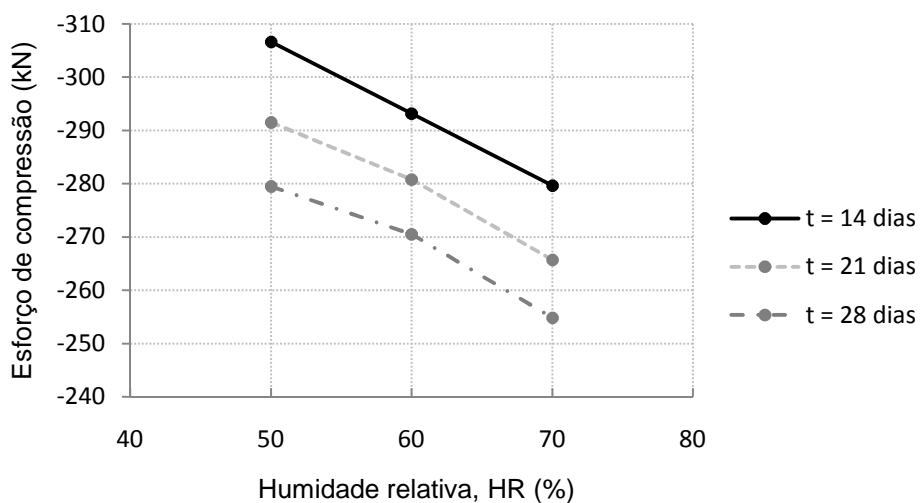
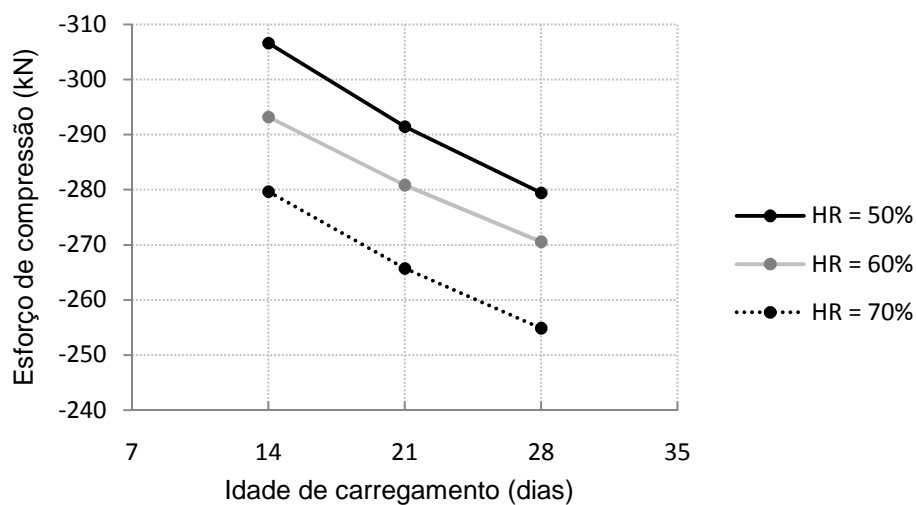
ESFORÇOS NA LIGAÇÃO CORDA INFERIOR/APOIO





### ESFORÇOS A ½ VÃO DA CORDA INFERIOR





▪ TENSÕES NA LAJE DE BETÃO

CASO 1

Tensões a ½ vão da laje de betão		
$\sigma_{11}$ (kPa)	Topo	-657,960
	Base	-1504,540
$\sigma_{22}$ (kPa)	Topo	-65,950
	Base	294,590

Tensões sobre nó da treliça		
$\sigma_{11}$ (kPa)	Topo	4299,200
	Base	-4198,960
$\sigma_{22}$ (kPa)	Topo	3633,02
	Base	-3656,540

## CASO 2

Tensões a ½ vão da laje de betão		
$\sigma_{11}$	Topo	-671,800
(kPa)	Base	-1535,190
$\sigma_{22}$	Topo	-60,130
(kPa)	Base	281,670

Tensões sobre nó da treliça		
$\sigma_{11}$	Topo	4340,890
(kPa)	Base	-4446,760
$\sigma_{22}$	Topo	3682,210
(kPa)	Base	-3824,170

## CASO 3

Tensões a ½ vão da laje de betão		
$\sigma_{11}$	Topo	-681,640
(kPa)	Base	-1558,690
$\sigma_{22}$	Topo	-55,390
(kPa)	Base	274,110

Tensões sobre nó da treliça		
$\sigma_{11}$	Topo	4395,270
(kPa)	Base	-4587,200
$\sigma_{22}$	Topo	3745,870
(kPa)	Base	-3926,500

## CASO 4

Tensões a ½ vão da laje de betão		
$\sigma_{11}$	Topo	-668,070
(kPa)	Base	-1530,040
$\sigma_{22}$	Topo	-61,100
(kPa)	Base	287,530

Tensões sobre nó da treliça		
$\sigma_{11}$	Topo	4368,490
(kPa)	Base	-4319,770
$\sigma_{22}$	Topo	3713,770
(kPa)	Base	-3732,160

## CASO 5

Tensões a ½ vão da laje de betão		
$\sigma_{11}$	Topo	-681,580
(kPa)	Base	-1559,460
$\sigma_{22}$	Topo	-55,290
(kPa)	Base	274,940

Tensões sobre nó da treliça		
$\sigma_{11}$	Topo	4407,240
(kPa)	Base	-4566,810
$\sigma_{22}$	Topo	3760,100
(kPa)	Base	-3899,980

#### CASO 6

Tensões a ½ vão da laje de betão		
$\sigma_{11}$	Topo	-691,290
(kPa)	Base	-1582,210
$\sigma_{22}$	Topo	-50,650
(kPa)	Base	267,540

Tensões sobre nó da treliça		
$\sigma_{11}$	Topo	4460,380
(kPa)	Base	-4706,810
$\sigma_{22}$	Topo	3823,230
(kPa)	Base	-4001,440

#### CASO 7

Tensões a ½ vão da laje de betão		
$\sigma_{11}$	Topo	-682,670
(kPa)	Base	-1555,910
$\sigma_{22}$	Topo	-56,160
(kPa)	Base	280,180

Tensões sobre nó da treliça		
$\sigma_{11}$	Topo	4438,890
(kPa)	Base	-4447,970
$\sigma_{22}$	Topo	3797,260
(kPa)	Base	-3810,190

#### CASO 8

Tensões a ½ vão da laje de betão		
$\sigma_{11}$	Topo	-691,960
(kPa)	Base	-1584,670
$\sigma_{22}$	Topo	-50,25
(kPa)	Base	267,850

Tensões sobre nó da treliça		
$\sigma_{11}$	Topo	4477,100
(kPa)	Base	-4695,300
$\sigma_{22}$	Topo	3843,450
(kPa)	Base	-3980,400

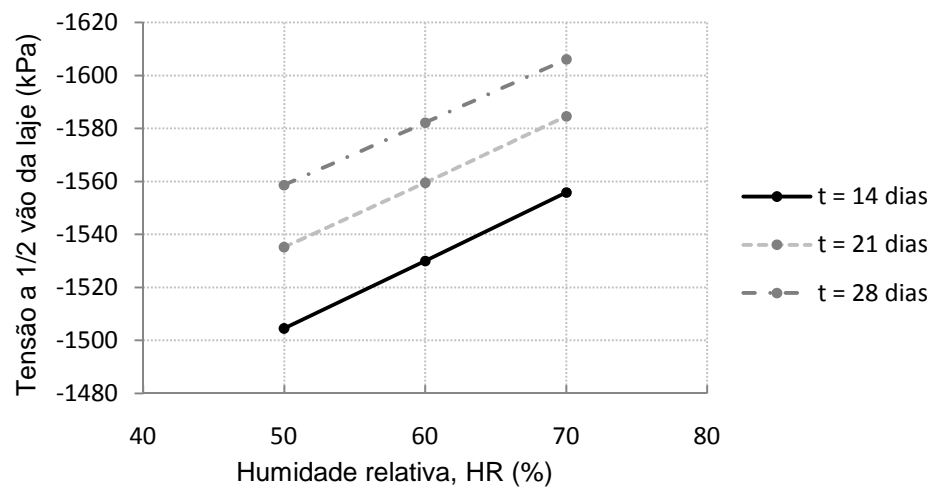
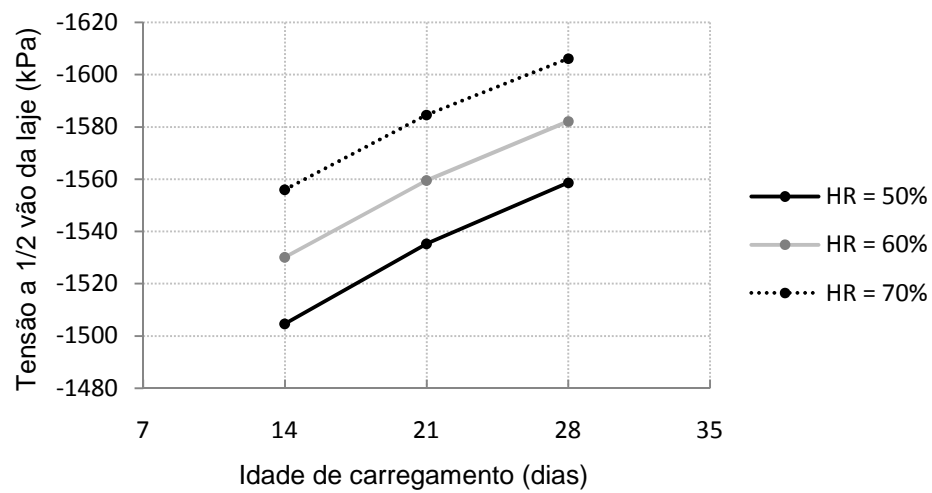
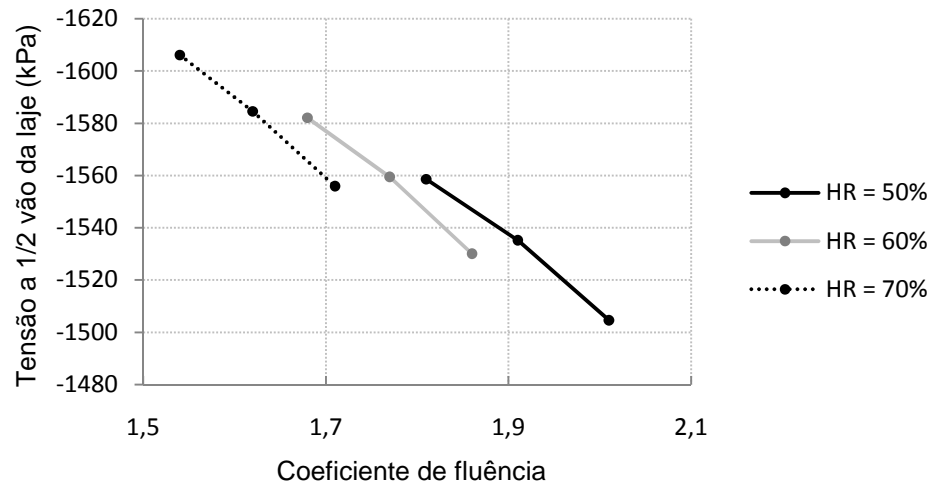
#### CASO 9

Tensões a ½ vão da laje de betão		
$\sigma_{11}$	Topo	-701,380
(kPa)	Base	-1606,190
$\sigma_{22}$	Topo	-45,800
(kPa)	Base	260,750

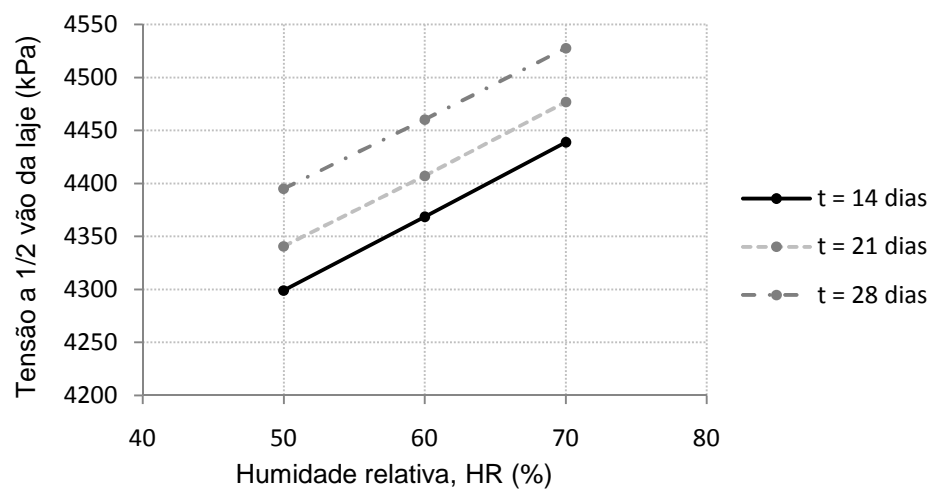
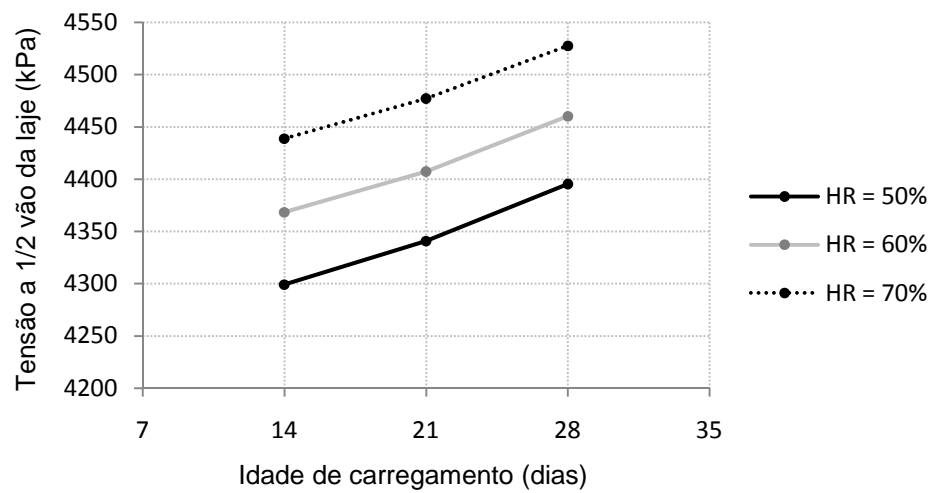
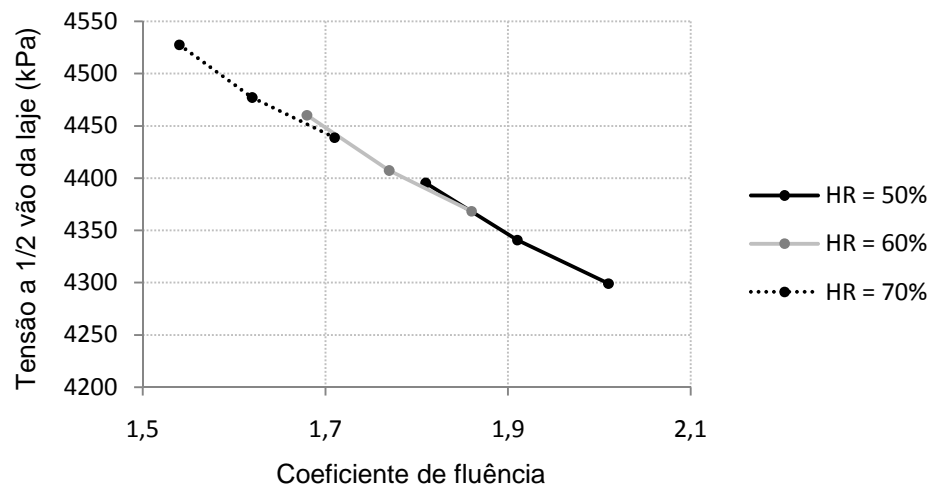
Tensões sobre nó da treliça		
$\sigma_{11}$	Topo	4527,820
(kPa)	Base	-4832,300
$\sigma_{22}$	Topo	3904,610
(kPa)	Base	-4079,230



### TENSÕES A 1/2 VÃO DA LAJE



### TENSÕES SOBRE O NÓ DA TRELIÇA MAIS SOLICITADO



▪ DESLOCAMENTOS VERTICAIS

CASO 1

Ponto da estrutura	Deslocamento U1 (m)	Deslocamento U3 (m)
½ vão da laje	0,00118	-0,01631
½ vão da corda inferior	0,00000	-0,01512

CASO 2

Ponto da estrutura	Deslocamento U1 (m)	Deslocamento U3 (m)
½ vão da laje	0,00113	-0,01613
½ vão da corda inferior	0,00000	-0,01496

CASO 3

Ponto da estrutura	Deslocamento U1 (m)	Deslocamento U3 (m)
½ vão da laje	0,00109	-0,01598
½ vão da corda inferior	0,00000	-0,01483

CASO 4

Ponto da estrutura	Deslocamento U1 (m)	Deslocamento U3 (m)
½ vão da laje	0,00113	-0,01615
½ vão da corda inferior	0,00000	-0,01498

CASO 5

Ponto da estrutura	Deslocamento U1 (m)	Deslocamento U3 (m)
½ vão da laje	0,00109	-0,01597
½ vão da corda inferior	0,00000	-0,01483

CASO 6

Ponto da estrutura	Deslocamento U1 (m)	Deslocamento U3 (m)
½ vão da laje	0,00105	-0,01583
½ vão da corda inferior	0,00000	-0,01471

CASO 7

Ponto da estrutura	Deslocamento U1 (m)	Deslocamento U3 (m)
½ vão da laje	0,00109	-0,01598
½ vão da corda inferior	0,00000	-0,01484

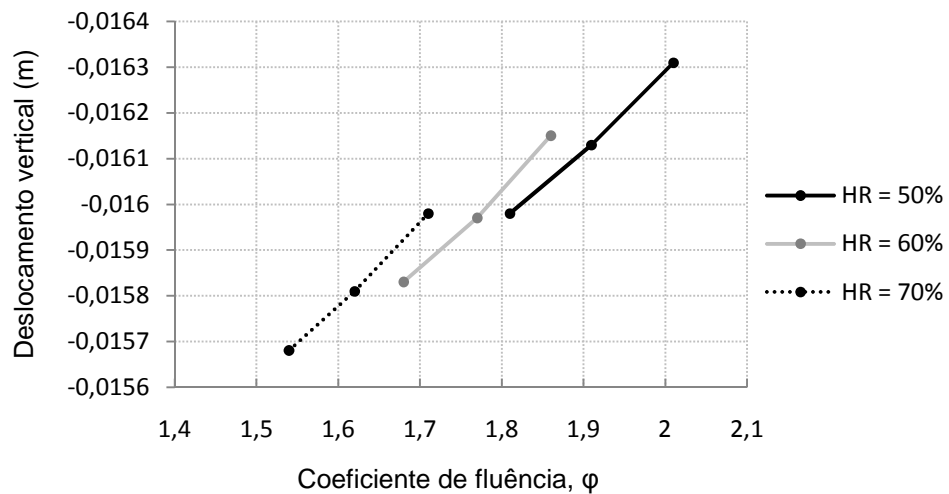
CASO 8

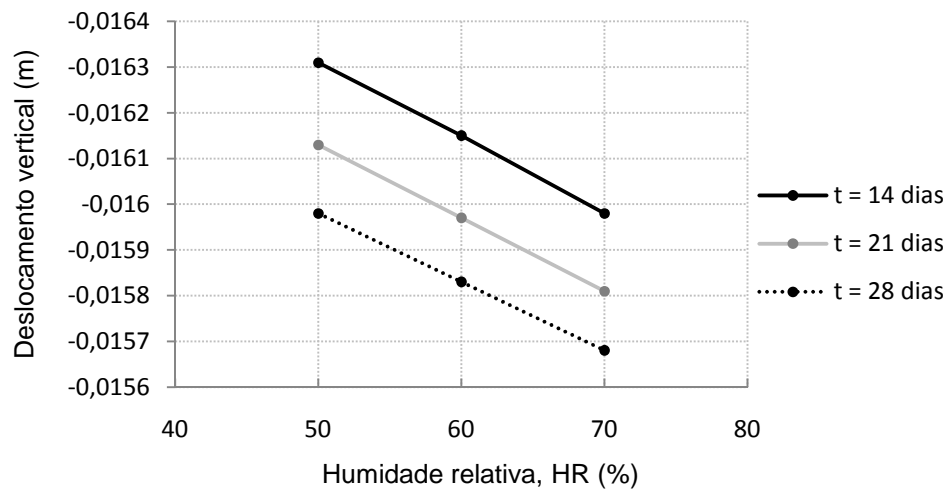
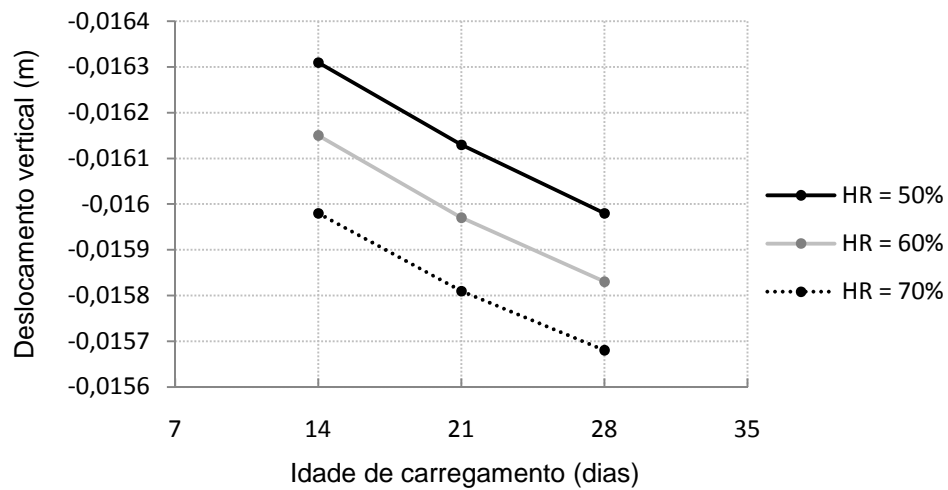
Ponto da estrutura	Deslocamento U1 (m)	Deslocamento U3 (m)
½ vão da laje	0,00104	-0,01581
½ vão da corda inferior	0,00000	-0,01469

CASO 9

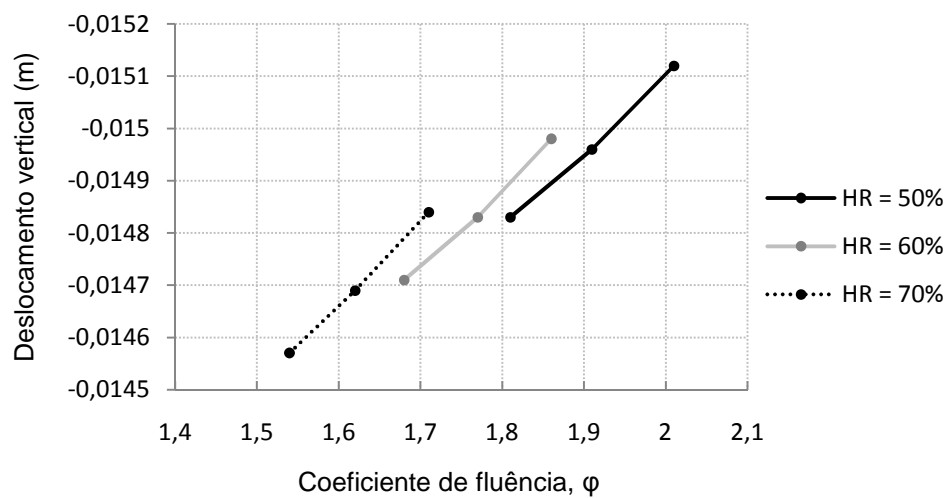
Ponto da estrutura	Deslocamento U1 (m)	Deslocamento U3 (m)
½ vão da laje	0,00109	-0,01568
½ vão da corda inferior	0,00000	-0,01457

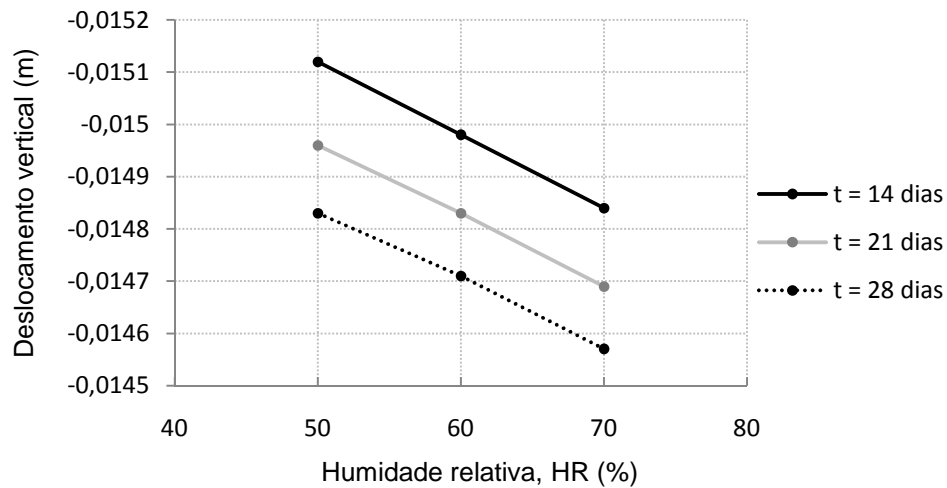
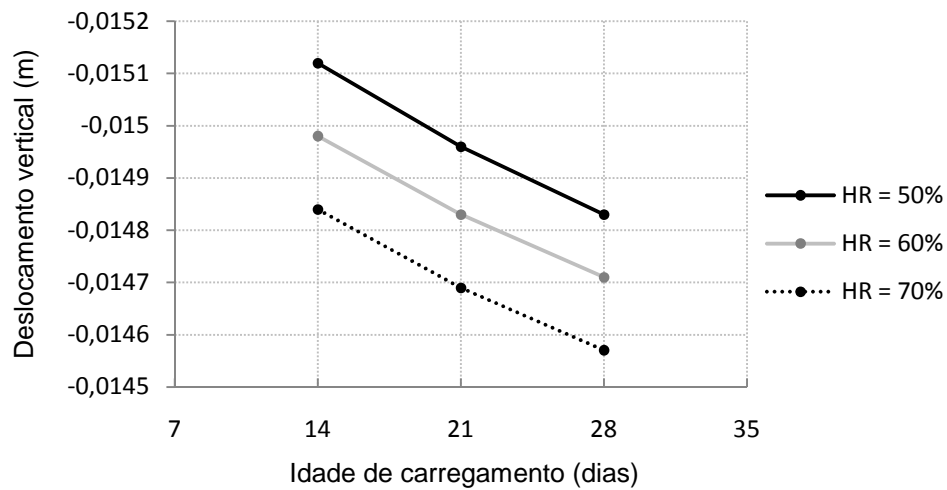
DESLOCAMENTOS A ½ VÃO DA LAJE





### DESLOCAMENTOS A ½ VÃO DA CORDA INFERIOR





## RESULTADOS OBTIDOS CONSIDERANDO A RETRACÇÃO SOB EFEITO DA FLUÊNCIA

### ▪ ESFORÇOS NA ESTRUTURA METÁLICA

#### CASO 1

Barras	N <sub>c</sub> (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Corda superior a ½ vão	-1490,800	19,293	175,086	80,939	19,184
Corda inferior a ½ vão	-2106,975	-12,475	37,074	170,390	82,339
Ligação	-632,519	-148,080	-83,487	16,869	-306,146
Corda inferior/apoio					

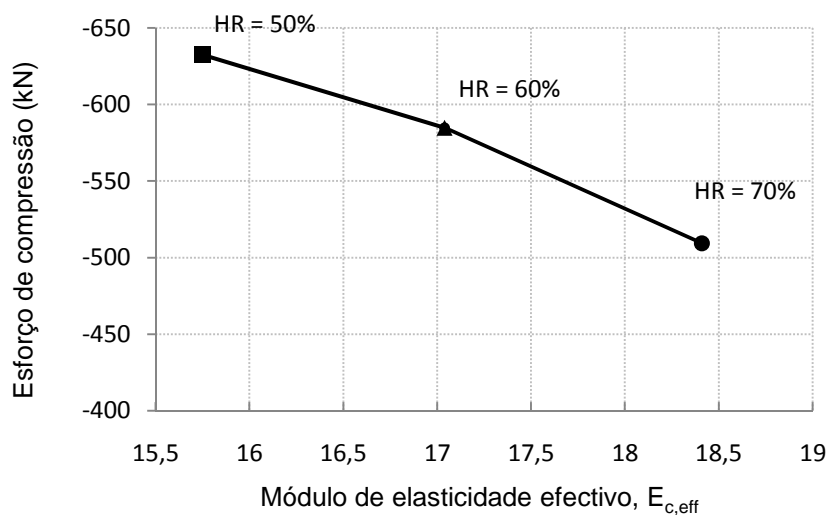
CASO 2

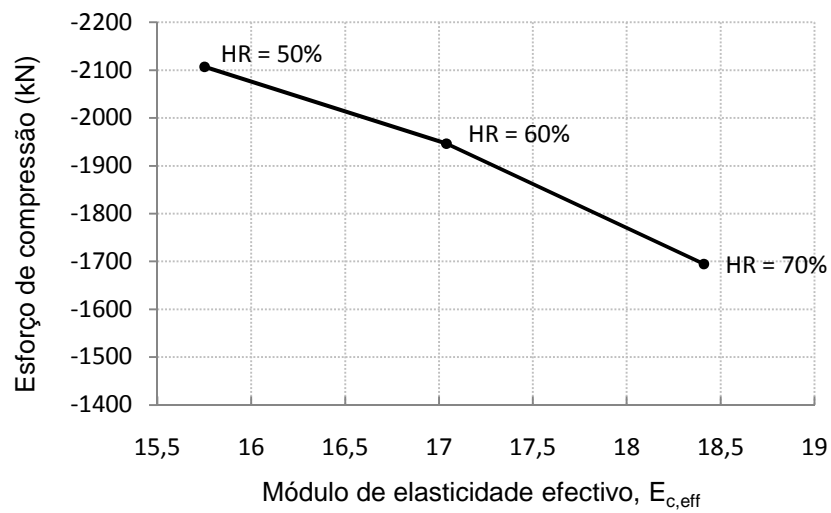
Barras	$N_c$ (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Corda superior a ½ vão	-1375,824	17,886	160,640	73,841	17,380
Corda inferior a ½ vão	-1946,482	-11,521	-34,222	157,500	76,163
Ligação	-584,706	-136,466	-77,111	15,952	-281,832
Corda inferior/apoio					

CASO 3

Barras	$N_c$ (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Corda superior a ½ vão	-1197,278	15,649	138,971	63,592	14,864
Corda inferior a ½ vão	-1694,940	-10,026	-29,787	137,201	66,373
Ligação	-509,332	-118,470	-67,147	14,174	-244,688
Corda inferior/apoio					

ESFORÇOS NA LIGAÇÃO E A ½ VÃO DA CORDA INFERIOR





▪ TENSÕES NA LAJE DE BETÃO

CASO 1

Tensões a ½ vão da laje de betão		
$\sigma_{11}$ (kPa)	Topo	1576,060
	Base	2102,340
$\sigma_{22}$ (kPa)	Topo	-712,080
	Base	1199,470

Tensões sobre nó da treliça		
$\sigma_{11}$ (kPa)	Topo	1322,150
	Base	647,870
$\sigma_{22}$ (kPa)	Topo	635,020
	Base	-1444,840

CASO 2

Tensões a ½ vão da laje de betão		
$\sigma_{11}$ (kPa)	Topo	1452,400
	Base	1959,250
$\sigma_{22}$ (kPa)	Topo	-728,740
	Base	1123,350

Tensões sobre nó da treliça		
$\sigma_{11}$ (kPa)	Topo	1224,77
	Base	567,960
$\sigma_{22}$ (kPa)	Topo	616,050
	Base	-1433,680

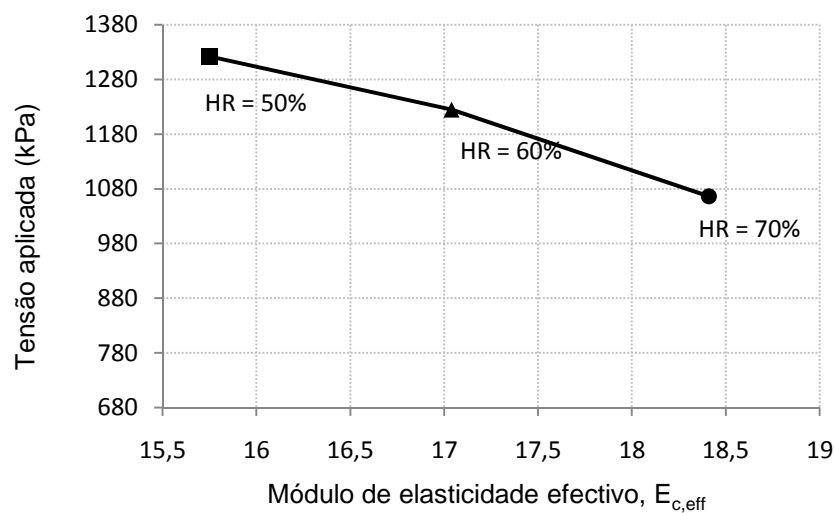
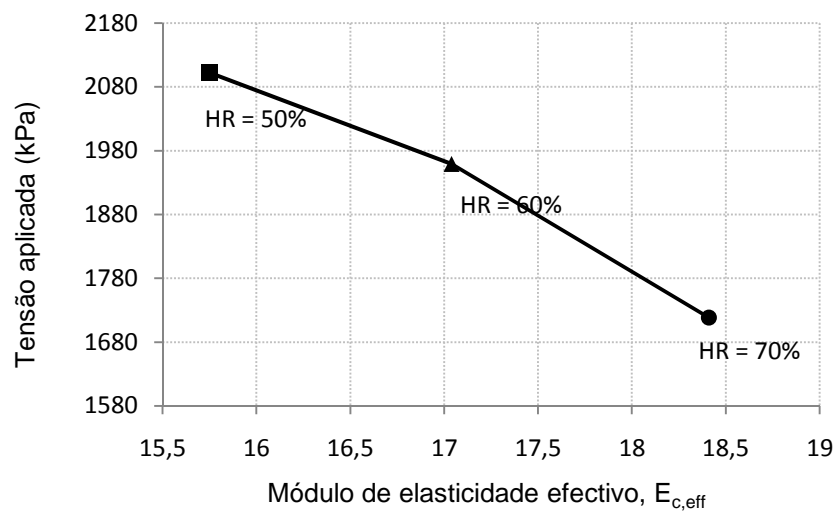


CASO 3

Tensões a ½ vão da laje de betão		
$\sigma_{11}$	Topo	1261,330
(kPa)	Base	1718,250
$\sigma_{22}$	Topo	-685,550
(kPa)	Base	996,880

Tensões sobre nó da treliça		
$\sigma_{11}$	Topo	1066,510
(kPa)	Base	475,530
$\sigma_{22}$	Topo	561,140
(kPa)	Base	-1314,290

TENSÕES A ½ VÃO E SOBRE O NÓ MAIS SOLICITADO DA LAJE



▪ DESLOCAMENTOS VERTICAIS

CASO 1

Ponto da estrutura	Deslocamento U1 (m)	Deslocamento U3 (m)
½ vão da laje	0,01666	-0,01422
½ vão da corda inferior	0,00000	-0,01634

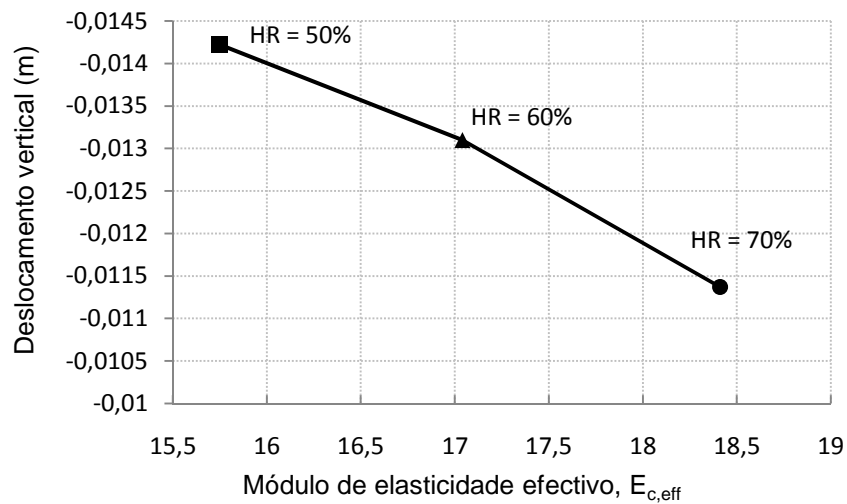
CASO 2

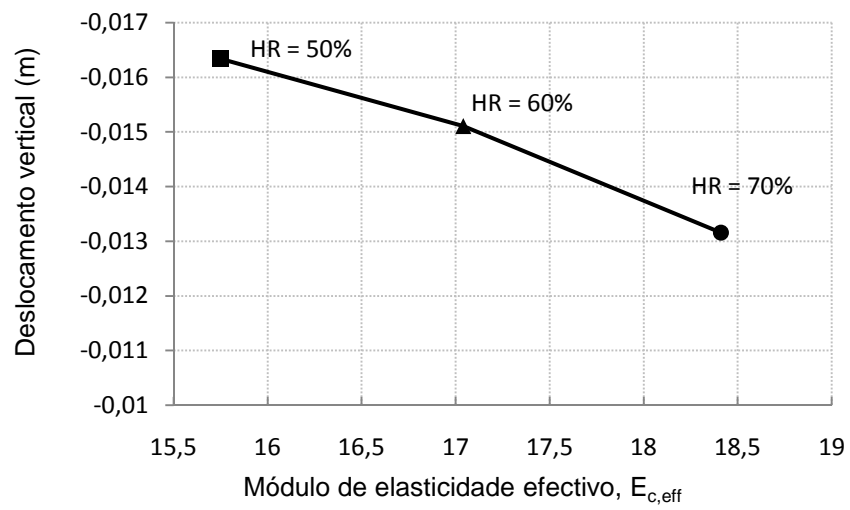
Ponto da estrutura	Deslocamento U1 (m)	Deslocamento U3 (m)
½ vão da laje	0,01533	-0,01310
½ vão da corda inferior	0,00000	-0,01511

CASO 3

Ponto da estrutura	Deslocamento U1 (m)	Deslocamento U3 (m)
½ vão da laje	0,01331	-0,01137
½ vão da corda inferior	0,00000	-0,01316

DESLOCAMENTOS A ½ VÃO DA LAJE E A ½ VÃO DA CORDA INFERIOR DA TRELIÇA







## **A5. CATÁLOGO DE PERFIS METÁLICOS**





Corus Tubes

## Celsius® structural hollow sections

Structural & Conveyance Business



# Celsius®

The brand name for  
Corus Tubes  
hot finished structural  
hollow sections

## Contents

- 1 Introduction
- 2 Technical data
- 7 Production range charts
- 10 Sectional properties Celsius® 355 Circular
- 12 Sectional properties Celsius® 355 Square
- 14 Sectional properties Celsius® 355 Rectangular
- 17 Sectional properties Celsius® 355 Ovals
- 18 Sectional properties Jumbo 355



# Celsius® 355 EN 10210 S355J2H Hot finished circular hollow sections (continued)



Outside diameter	Thickness	Mass	Sectional area	Moment of inertia	Radius of gyration	Elastic modulus	Plastic modulus	Torsional constants	Superficial area/m	Approx. length/tonne	
D mm	T mm	M kg/m	A cm <sup>2</sup>	I cm <sup>4</sup>	I mm	W <sub>el</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>t</sub> cm <sup>4</sup>	C <sub>t</sub> cm <sup>3</sup>	A <sub>s</sub> m <sup>2</sup> /m	m/t
100.7	5.0	23.3	20.6	1320	6.67	136	178	2640	273	0.600	43.0
	6.3	29.1	27.1	1630	6.60	166	221	3260	337	0.600	34.3
	8.0	36.6	48.7	2016	6.57	208	276	4031	416	0.600	27.3
	10.0	46.3	57.7	2442	6.50	252	338	4883	504	0.600	22.1
	12.5	55.9	71.2	2934	6.42	303	411	5869	606	0.600	17.9
210.1	5.0	26.4	33.6	1929	7.57	176	229	3956	362	0.688	37.9
	6.3	33.1	42.1	2396	7.53	219	296	4772	436	0.688	30.2
	8.0	41.6	53.1	2960	7.47	270	367	5919	540	0.688	24.0
	10.0	51.6	66.7	3608	7.40	328	438	7197	667	0.688	19.4
	12.5	63.7	81.1	4345	7.32	397	534	8689	799	0.688	16.7
244.5	5.0	29.5	37.6	2690	8.47	221	287	5397	441	0.768	33.9
	6.3	37.0	47.1	3346	8.42	274	368	6602	547	0.768	27.0
	8.0	46.7	59.4	4160	8.37	340	448	8021	681	0.768	21.4
	10.0	57.8	73.7	5073	8.30	416	560	10146	830	0.768	17.3
	12.5	71.5	91.1	6147	8.21	503	673	12296	1006	0.768	14.0
273.0	5.0	29.5	37.6	2690	8.47	221	287	5397	441	0.768	33.9
	6.3	37.0	47.1	3346	8.42	274	368	6602	547	0.768	27.0
	8.0	46.7	59.4	4160	8.37	340	448	8021	681	0.768	21.4
	10.0	57.8	73.7	5073	8.30	416	560	10146	830	0.768	17.3
	12.5	71.5	91.1	6147	8.21	503	673	12296	1006	0.768	14.0
303.9	5.0	33.0	42.1	3781	9.48	277	369	7662	564	0.858	30.3
	6.3	41.4	52.8	4806	9.43	344	448	10102	688	0.858	24.1
	8.0	52.3	66.6	5852	9.37	429	562	11703	867	0.858	19.1
	10.0	64.9	82.6	7154	9.31	524	692	14308	1048	0.858	16.4
	12.5	80.3	102	8697	9.22	637	843	17396	1274	0.858	12.5
356.6	5.0	39.3	50.1	6369	11.3	380	509	12793	787	1.02	25.4
	6.3	49.3	62.9	7929	11.2	490	636	15858	979	1.02	20.3
	8.0	62.3	79.4	9910	11.2	612	799	19820	1224	1.02	16.0
	10.0	77.4	98.6	12158	11.1	751	986	24317	1501	1.02	12.9
	12.5	96.0	122	14847	11.0	917	1213	29683	1833	1.02	10.4
406.4	5.0	49.3	62.9	7929	11.2	490	636	15858	979	1.02	20.3
	6.3	62.3	79.4	9910	11.2	612	799	19820	1224	1.02	16.0
	8.0	77.4	98.6	12158	11.1	751	986	24317	1501	1.02	12.9
	10.0	96.0	122	14847	11.0	917	1213	29683	1833	1.02	10.4
	12.5	118	148	18690	10.9	1095	1463	36198	2260	1.02	8.23
457.0	5.0	54.3	69.1	10647	12.4	593	789	21094	1186	1.12	18.4
	6.3	68.6	87.4	13201	12.3	742	967	26433	1485	1.12	14.6
	8.0	85.2	109	16223	12.2	912	1196	32447	1825	1.12	11.7
	10.0	106	136	19852	12.1	1117	1472	39704	2233	1.12	9.46
	12.5	130	162	24227	12.1	1350	1856	48456	2800	1.12	8.36
508.0	5.0	59.4	75.1	13663	13.6	780	1009	21699	1560	1.28	16.1
	6.3	75.6	96.2	16849	13.5	979	1270	26748	1956	1.28	12.7
	8.0	97.8	125	20476	13.4	1205	1572	32662	2409	1.28	10.2
	10.0	121	156	24663	13.3	1478	1940	39661	2956	1.28	8.24
	12.5	157	195	29696	13.2	1868	2486	48371	3615	1.28	7.28
561.0	5.0	64.9	82.6	17154	14.7	917	1213	29683	1833	1.44	14.3
	6.3	80.3	102	21587	14.6	1117	1472	36198	2260	1.44	11.3
	8.0	96.0	122	26690	14.5	1350	1856	43704	2800	1.44	9.07
	10.0	118	148	32447	14.4	1637	2186	52403	3442	1.44	7.30
	12.5	142	173	39026	14.3	2040	2744	63018	4201	1.44	6.46
606.4	5.0	77.9	99.3	21246	17.7	1290	1686	62403	2460	1.60	12.8
	6.3	96.6	126	26282	17.6	1546	2000	76683	3093	1.60	10.1
	8.0	123	156	31620	17.5	1910	2480	97040	3820	1.60	8.14
	10.0	153	196	37756	17.5	2353	3070	119611	4706	1.60	6.56
	12.5	173	220	44690	17.5	2846	3683	144397	5701	1.60	5.78
650.0	5.0	84.9	107	26282	17.6	1546	2000	76683	3093	1.60	10.1
	6.3	106	136	31620	17.5	1910	2480	97040	3820	1.60	8.14
	8.0	130	162	37756	17.4	2353	3070	119611	4706	1.60	6.56
	10.0	157	195	44690	17.3	2846	3683	144397	5701	1.60	5.78
	12.5	194	247	53050	17.4	3464	4574	174818	6998	1.60	5.16

Non-regular or Other sizes production

## Jumbo 355 EN 10210 S355J2H

Hot finished circular hollow sections



### Jumbo 355 Circles

Outside diameter	Thickness	Mass	Area	Moment of inertia	Radius of gyration	Elastic modulus	Plastic modulus	Torsional constants	Superficial area/ m	Approx length/tonne	Length range	
D mm	T mm	M kg/m	A cm <sup>2</sup>	I cm <sup>4</sup>	I cm <sup>3</sup>	W <sub>el</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>t</sub> cm <sup>4</sup>	C <sub>t</sub> cm <sup>3</sup>	A <sub>s</sub> m <sup>2</sup> /m	m/t	m
457	22.0 #1	236	301	71295	15.4	3120	4166	142500	6240	1.44	4.24	6 - 9
457	25.0 #1	266	339	70415	15.3	3475	4671	158800	6961	1.44	3.75	6 - 9
457	28.0 #1	296	377	67194	15.2	3815	5160	174366	7531	1.44	3.38	6 - 9
457	32.0 #1	336	427	67013	15.1	4246	5791	194027	8491	1.44	2.98	6 - 9
457	36.0 #1	374	476	106261	14.9	4650	6306	212521	9301	1.44	2.68	6 - 9
457	40.0 #1	411	524	114949	14.8	5031	6977	229898	10061	1.44	2.43	6 - 9
508	22.0 #1	264	336	90376	17.2	3912	5200	186751	7825	1.60	3.79	6 - 10
508	25.0 #1	298	379	110918	17.1	4367	5837	221837	8734	1.60	3.36	6 - 10
508	28.0 #1	331	422	123016	17.0	4804	6468	244032	9506	1.60	3.02	6 - 10
508	32.0 #1	376	479	136141	16.9	5360	7261	272282	10720	1.60	2.66	6 - 10
508	36.0 #1	419	534	149523	16.7	5887	8036	298046	11773	1.60	2.39	6 - 10
508	40.0 #1	462	588	162188	16.6	6386	8782	324376	12771	1.60	2.17	6 - 10
550	25.0 #1	329	419	149822	18.9	5360	7134	206643	10721	1.76	3.04	6 - 10
550	28.0 #1	367	467	166085	18.8	5806	7902	230170	11813	1.76	2.73	6 - 10
550	32.0 #1	416	530	184604	18.7	6606	8968	260207	13210	1.76	2.40	6 - 10
550	36.0 #1	464	591	203198	18.6	7270	9863	406397	14540	1.76	2.15	6 - 10
550	40.0 #1	512	662	220899	18.4	7903	10796	441798	15807	1.76	1.95	6 - 10
610	28.0 #1	402	512	217266	20.6	7123	9450	434531	14247	1.92	2.49	6 - 10
610	32.0 #1	456	581	243401	20.5	7980	10700	486832	15961	1.92	2.19	6 - 10
610	36.0 #1	510	649	268413	20.3	8800	11877	536825	17601	1.92	1.96	6 - 10
610	40.0 #1	562	716	292333	20.2	9666	13017	584666	19160	1.92	1.78	6 - 10
660	28.0 #1	436	566	278113	22.4	8428	11191	656225	16866	2.07	2.29	6 - 10
660	32.0 #1	496	631	312043	22.2	9466	12631	624087	18912	2.07	2.02	6 - 10
660	36.0 #1	554	708	344635	22.1	10443	14033	689270	20867	2.07	1.81	6 - 10
660	40.0 #1	612	779	376023	22.0	11302	15397	751846	22783	2.07	1.64	6 - 10
711	28.0 #1	472	601	350021	24.2	9671	13069	701842	18742	2.23	2.12	6 - 10
711	32.0 #1	536	683	394260	24.0	11090	14764	788620	22181	2.23	1.87	6 - 10
711	36.0 #1	599	763	436021	23.9	12266	16418	872042	24630	2.23	1.67	6 - 10
711	40.0 #1	662	843	476242	23.8	13296	18021	962486	26793	2.23	1.51	6 - 10

#1 SAW process (single longitudinal seam weld, slightly proud)  
Non regular or Other sizes production